



Der Brückenbau.

Nach Vorlesungen

gehalten an der k. k. technischen Lehranstalt für Maschinenbau in Wien

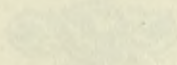
von
Karl Ritter, Dr. ing. u. s. p. k. k. Professor

Der Brückenbau.

III. Band, 2. Hälfte.

Erster Theil: Eisenbrücken, 2. Teil

Wien, 1874.



Verlag von Carl Gerold's Sohn

Wien, in der Dorotheergasse No. 11.

Der Brückenbau.

Nach Vorträgen,
gehalten an der deutschen technischen Hochschule in Prag

von

Dpl. Ingen. Dr. techn. h. c. **Joseph Melan**

k. k. Hofrat, o. ö. Professor des Brückenbaues.

III. Band, 2. Hälfte.

Eiserne Brücken II. Teil.

Mit 325 Abbildungen im Text.

393

28699



LEIPZIG UND WIEN.
FRANZ DEUTICKE.

1917.

Der Brückenbau.

Nach Vorlesgen

gehalten an der k. k. technischen Hochschule in Prag

11-39669



Dr. Ingenieur Joseph Melan

II. Band, 2. Hälfte.

Eiserne Brücken II. Teil

Mit 225 Abbildungen im Text.

LEIPZIG UND WIEN

Verlags-Nr. 2313. FRANKENBERG

Buchdruckerei Carl Fromme, Ges. m. b. H., Wien V.

39669-3-318/2017

Vorwort zur zweiten Hälfte des dritten Bandes.

Der in seiner zweiten Hälfte vorliegende III. Band bildet nach dem aufgestellten Programme den Schluß meines Lehrbuches über Brückenbau. In diesem Halbbande werden die Konstruktion der eisernen Brücken mit durchgehenden Balkenträgern, die eisernen Bogen- und Hängebrücken, die Querverbände und schließlich das Gewicht der eisernen Überbauten besprochen.

Zur Vollständigkeit fehlt allerdings noch manches; so die Besprechung der beweglichen Brücken, der Pfeiler, der Brückenarchitektur und der Ausführung und Aufstellung der eisernen Überbauten. Vielleicht ist es mir noch gegönnt, diese Abschnitte in einem vierten Bande nachzutragen.

In betreff der Stoffbehandlung darf auf die Vorworte zu den früheren Bänden des Werkes, insbesondere zur ersten Hälfte des dritten Bandes verwiesen werden. Auf die Beigabe guter und deutlicher Abbildungen wurde alle Sorgfalt verwendet. Man wird darunter auch manche neuere, zum Teil noch unveröffentlichte Ausführungsbeispiele finden, für deren Beibringung der Verfasser den Konstrukteuren oder ausführenden Firmen zu Dank verpflichtet ist. Im übrigen sind die benützten Quellen überall an den betreffenden Stellen angegeben worden.

Das Erscheinen dieses Schlußbandes ist durch die Kriegereignisse in unerwarteter Weise stark verzögert und erschwert worden. Um so mehr ist der Verfasser dem Verlage für die mit Opfern verbundene Überwindung der Schwierigkeiten in der Drucklegung seine Anerkennung schuldig.

Prag im September 1917.

Dr. J. Melan.

Inhaltsverzeichnis

zur zweiten Hälfte des dritten Bandes.

| | Seite |
|---|-------|
| VI. Kapitel. Durchlaufende (kontinuierliche) Balkentragwerke. | |
| § 31. Kontinuierliche Träger ohne Gelenke | 417 |
| § 32. Kontinuierliche Balkenträger mit Gelenken, Gerberträger oder Auslegerträger | 429 |
| § 33. Die Gelenke der Auslegerbrücken. | 459 |
| VII. Kapitel. Bogenbrücken. | |
| § 34. Bogenbrückensysteme | 491 |
| I. Stabbogen | 492 |
| II. Steife Bogen über Einzelöffnungen. | |
| 1. Bogen ohne Gelenk | 493 |
| 2. Bogen mit Kämpfergelenken. | 495 |
| 3. Dreigelenkbogen | 499 |
| III. Ausgekragte Bogen, Auslegerbogen und durchgehende Bogen-tragwerke | 508 |
| § 35. Die Anordnung des Querschnittes und der Fahrbahn der Bogenbrücken | 524 |
| § 36. Vollwandige Bogenträger | 530 |
| § 37. Fachwerksbogen | 555 |
| § 38. Die Auflager und Gelenke der Bogenträger | 578 |
| VIII. Kapitel. Hängebrücken. | |
| § 39. Die Systeme der Hängebrücken | 598 |
| § 40. Hängebrücken mit Versteifungsträgern | 604 |
| Bau der Ketten | 613 |
| Bau der Kabel | 616 |
| Anhängung der Fahrbahn. | 622 |
| Hängeträger mit ganz oder teilweise aufgehobenem Horizontal-zuge | 637 |
| Auflagerung der Ketten und Kabel | 641 |
| § 41. Fachwerks-Hängebrücken | 650 |
| § 42. Hängebrücken mit geraden Tragketten. | 655 |
| § 43. Die Verankerung der Hängebrücken. | 657 |

IX. Kapitel. Der Querverband der eisernen Brücken.

| | |
|--|-----|
| § 44. Die allgemeine Anordnung des Querverbandes | 666 |
| 1. Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn | 667 |
| 2. Balkenbrücken mit tief liegender Fahrbahn | 674 |
| 3. Bogenbrücken mit oben liegender Fahrbahn | 677 |
| 4. Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn | 679 |
| 5. Hängebrücken | 681 |
| § 45. Der Windverband | 682 |
| § 46. Querverstrebungen | 690 |
| 1. Brücken mit oben liegender Fahrbahn | 690 |
| 2. Trogbriicken | 692 |
| 3. Brücken mit tiefliegender Fahrbahn | 703 |

X. Kapitel. Das Gewicht der eisernen Überbauten.

| | |
|--|-----|
| § 47. Allgemeine Ermittlung | 718 |
| § 48. Gewichtsangaben für Eisenbahnbrücken | 721 |
| § 49. Gewichtsangaben für Straßenbrücken | 729 |

Anhang.

Verzeichnis neuerer nach 1890 erbauter Eisenbrücken von mehr als 100 m Spannweite

| | |
|-------------------------------|-----|
| A. Eisenbahnbrücken | 740 |
| B. Straßenbrücken | 750 |

Eiserne Brücken.

VI. Kapitel. Durchlaufende (kontinuierliche) Balken- tragwerke.

§ 31. Kontinuierliche Träger ohne Gelenke.

Bei Brücken mit mehreren Öffnungen erzielt man durch die Anwendung durchgehender Tragwerke gegenüber unabhängigen Einzelträgern im allgemeinen eine Gewichtsersparnis, da die Feldmomente durch die Gegenwirkung der seitlichen Öffnungen vermindert werden.

Die Ersparnis im Gewicht der Tragkonstruktion ist abhängig von dem mehr oder weniger günstigen Verhältnis der Öffnungsweiten und von dem Überwiegen der ständigen Belastung über die Verkehrslast, demnach ist sie für große Öffnungsweiten auch größer als für kleine. Das günstigste Verhältnis der Einzelspannweiten ist jenes, bei dem die Endfelder etwas kleiner (etwa 0.85 bis 0.9) als die Mittelfelder sind, doch bewirken mäßige Abweichungen hievon noch keine großen Gewichtsunterschiede.

Die Kontinuität der Balkenträger wird gewöhnlich auf drei Felder beschränkt, keinesfalls auf mehr als fünf Felder ausgedehnt, da die über drei vermehrte Felderzahl keine wesentliche Gewichtsverminderung liefert, dagegen die statische Unbestimmtheit und deren Nachteile vergrößert.

Neben der Gewichtsersparnis bieten die durchgehenden Träger den Vorteil, daß sie auf den Zwischenpfeilern nur mit je einem Lager zentrisch gelagert werden können, daher gegenüber Einzeltragwerken an Zahl der Lager ersparen lassen und die einseitigen Pfeilerbelastungen vermeiden. Natürlich ist unter jedem Träger nur ein Lager fest auszubilden, die übrigen müssen längsverschieblich sein, und zwar empfiehlt es sich in der Regel, das feste Lager nicht an das Trägerende, sondern über einen Mittelpfeiler zu legen, um die Ausdehnungslängen zu verkürzen (Abb. 485).

Endlich kann als ein weiterer Vorteil der durchgehenden Tragwerke in Betracht kommen, daß es möglich ist, ihre Aufstellung mit teilweiser oder gänzlicher Vermeidung eines festen Baugerüstes durchzuführen. Man kann nämlich entweder die Methode der sogenannten Freimontage, d. i. des auskragenden Vorbaues von den Seitenöffnungen in die Mittelöffnung, anwenden, oder den am Lande in der Verlängerung der Brückenachse zusammengeführten Überbau über die Pfeiler hinausschieben. Der letztere Vorgang hat bei den vor mehreren Dezennien gebauten kontinuierlichen Balkenbrücken häufig Anwendung gefunden. Um die Länge des überhängenden Trägereiles beim Überschieben zu beschränken, wird der Überbau nach vorne durch einen angesetzten Schnabel verlängert. Es können dabei aber doch besonders durch Stürme recht ungünstige Beanspruchungen auftreten und es sind auch schwere Unfälle, wie sie sich bei einigen solchen Überschiebungen ereignet haben, nicht ausgeschlossen.

Heute kommen kontinuierliche Balkenbrücken in nach Zahl und Spannweite weit beschränkterem Maße als früher zur Ausführung.

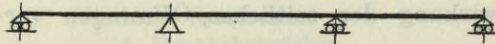


Abb. 485.

Man macht gegen sie die Nachteile der statischen Unbestimmtheit geltend, die sich besonders darin äußern, daß ein Nachgeben

der Stützpunkte (Pfeiler- oder Widerlagersenkungen) erhebliche Spannungsänderungen zur Folge haben kann. Dieselbe Wirkung hat auch eine ungleiche Erwärmung des Ober- und Untergurtes, die sich bei metallischen Konstruktionen immer herausstellt, wenn ein Gurt von der Sonne bestrahlt wird, während der andere durch die Fahrbahn gedeckt und beschattet ist.

Bei einem Träger mit zwei gleichen Feldern von der Spannweite l und einem mittleren Querschnitts-Trägheitsmomente J_m bewirkt die Senkung der Mittelstütze um δ eine Verminderung des Stützenmomentes um $\frac{3 E J_m \delta}{l^2}$ und eine Vergrößerung des größten positiven Momentes um etwa $\Delta M = \frac{3 E J_m}{2 l^2} \delta$. Die dadurch im Gurt hervorgerufene Spannungsvermehrung berechnet sich mit

$\Delta s = \frac{\Delta M h}{J} = \frac{3 J_m E h \delta}{4 J l^2}$. Setzt man das Verhältnis des mittleren Trägheitsmomentes zu jenem in der Feldmitte $J_m : J = 0.9$ und $E = 2,200.000 \text{ kg/cm}^2$, so wird

$$\Delta s = 1,500.000 \frac{h}{l} \cdot \frac{\delta}{l}$$

oder für $\frac{h}{l} = 0.1$

$$\Delta s = 150.000 \frac{\delta}{l} \text{ kg/cm}^2.$$

Eine Pfeilersenkung von $0.001 l$ bewirkt sonach in den Gurtungen bereits eine Spannungsvermehrung von 150 kg/cm^2 . Senken sich die Widerlager um δ

gegen den Pfeiler, so würde der Spannungszuwachs über der Mittelstütze ungefähr den doppelten Betrag erreichen.

Für ein bestimmtes Maß der Pfeilersenkung stehen die Wirkungen im umgekehrten Verhältnis zur Spannweite. Große Öffnungsweiten sind daher im allgemeinen weniger davon beeinflusst als kleine.

Nehmen die Gurt durch ungleiche Erwärmung eine um Δt^0 verschiedene Temperatur an, so krümmt sich der Träger und es beträgt bei der Gesamtlänge L , der Trägerhöhe h und dem Ausdehnungskoeffizienten ω der Biegungs Pfeil

$$\delta = \frac{\omega \cdot \Delta t \cdot L^2}{8 \cdot h} = 0.0000016 \Delta t \frac{L^2}{h}.$$

Mit $L = 2l$ wird sonach der Spannungszuwachs in der Feldmitte

$$\Delta s = 1,500.000 \cdot 0.0000064 \cdot \Delta t \cdot \frac{h}{l} \cdot \frac{l}{h} = 9.6 \Delta t$$

und mit $\Delta t = 15^0$ wird $\Delta s = 144 \text{ kg/cm}^2$. Über der Mittelstütze erreicht er ungefähr den doppelten Wert. Man muß sonach für alle Spannweiten mit der Möglichkeit von Spannungserhöhungen rechnen, die über den Stützen bis zu 280 kg/cm^2 betragen können.

Noch wäre als Nachteil anzuführen, daß in durchgehenden Fachwerkträgern die Nebenspannungen infolge der starren Knoten über den Mittelstützen erhebliche Werte annehmen können.

Einer grundsätzlichen Vermeidung der kontinuierlichen Träger sollte man jedoch trotz alledem nicht das Wort reden. Wir verwenden ja vielfach auch andere äußerlich statisch unbestimmte Tragwerksysteme, bei denen die Umständlichkeit und Unsicherheit der Berechnung zumindest nicht geringer ist. Allerdings ist es bei den kontinuierlichen Trägern am naheliegendsten, durch Einschaltung von Gelenken die statische Unbestimmtheit zu beseitigen und tatsächlich ist der kontinuierliche Träger durch den kontinuierlichen Gelenkträger oder Gerberträger (s. den folgenden Paragraphen) in der Anwendung auf große Spannweiten jetzt nahezu gänzlich verdrängt worden. Immerhin kann es aber Fälle geben, wo die Weglassung der Gelenke im durchgehenden Träger gerechtfertigt und vorteilhaft ist. Es trifft dies besonders bei mittleren und kleinen Spannweiten zu und bei Brücken, wo man auf eine unveränderliche Höhenlage der Pfeilerstützpunkte mit Sicherheit rechnen kann. Bei kleinen Spannweiten sind die Mehrkosten der Gelenke nicht mehr belanglos und bei, im Verhältnis zur Eigenlast, großer Verkehrslast sind auch Bedenken gegen die der Stoßwirkung ausgesetzten Gelenke nicht ganz ungerechtfertigt. Wenn in solchen Fällen nicht überhaupt Einzelträger vorgezogen werden, so wird man sich bei sicher gegründeten Pfeilern und günstigem Verhältnis der Spannweiten eher für gelenklose durchgehende Träger entscheiden als für Gerberträger. Es handelt sich dabei vornehmlich um Vollwandträger, die bis zu Spannweiten von 30 m ausgeführt werden.

Sie finden unter anderem Anwendung bei Überbrückungen städtischer Straßen (Abb. 486), wo eine beschränkte Bauhöhe zur An-

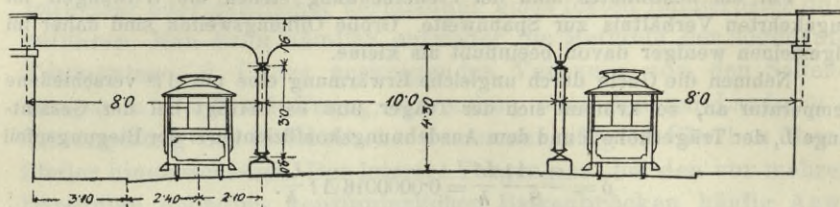


Abb. 486.

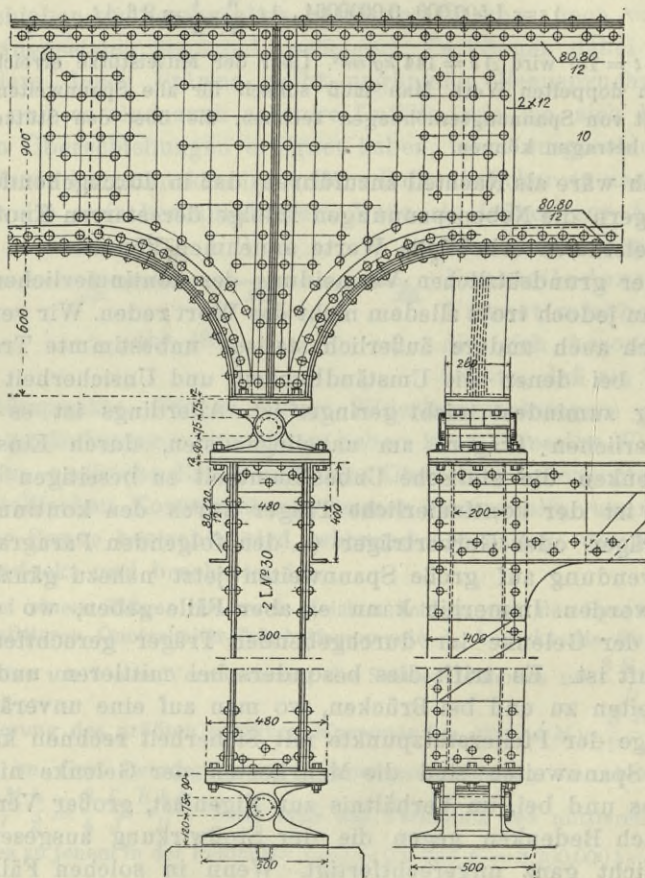


Abb. 487.

ordnung von Zwischenpfeilern nötig, die aber möglichst schmal gehalten werden müssen, daher meist als eiserne Säulenpfeiler ausgeführt werden und nur ein Trägerlager aufnehmen können. Den bei

älteren Brücken aus Gußeisen ausgeführten, mit ihrem Fußende eingespannten Säulen werden jetzt allgemein schmiedeiserne Pendelstützen vorgezogen. Es empfiehlt sich, diese eisernen Stützen auf gemauerte Sockel von solcher Höhe zu stellen, daß ein Anfahren von Wagen an die Säulen verhindert ist (Abb. 486). Des gefälligeren Aussehens wegen wird der Trägeruntergurt über den Stützen zuweilen auch herabgebogen (Abb. 487), wobei aber darauf zu achten ist,

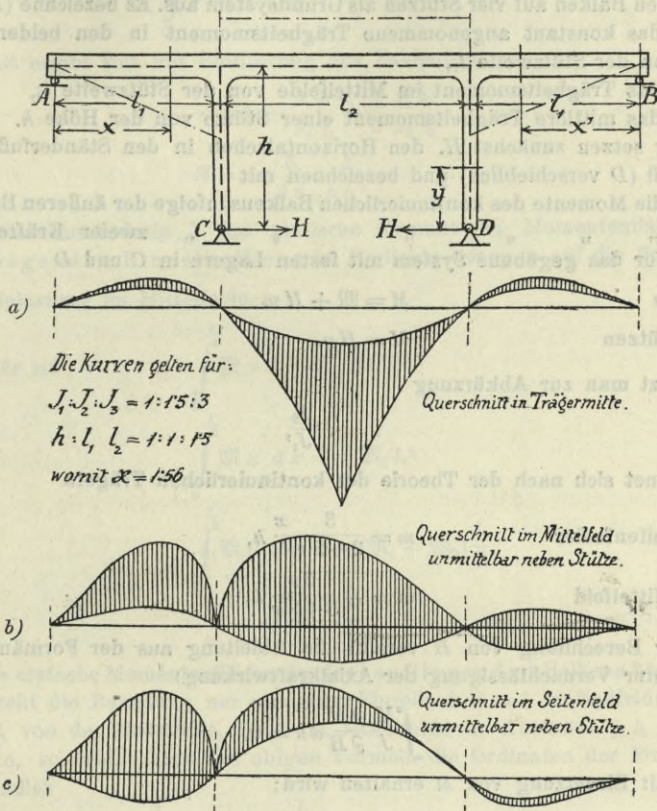


Abb. 488.

daß das erforderliche Trägheitsmoment über der Stütze erhalten bleibt. Die unteren Gurtwinkel und Gurtplatten sind dabei nicht mitzurechnen, daher muß der Trägerquerschnitt durch Auflegen von Stegplatten, die gleichzeitig zur Deckung der beiderseitigen Stehblechstöße dienen, verstärkt werden.

Anstatt der Auflagerung auf Pendelstützen ist bei der Anordnung nach Abb. 488 der Träger mit den Stützen starr verbunden und sind letztere mit Fußgelenken gelagert. Die Trägerenden liegen auf

horizontal verschieblichen Lagern. Dieses Trägersystem ist dreifach statisch unbestimmt; zu den Stützenkräften des kontinuierlichen Trägers tritt noch die Horizontalkraft in den Ständerfüßen, durch welche die Momente im Träger etwas vermindert werden. Gegenüber Pendelstützen sind dieser Anordnung gewisse Vorteile nicht abzusprechen.

Bei der Berechnung dieses Systems geht man am besten von dem kontinuierlichen Balken auf vier Stützen als Grundsystem aus. Es bezeichne (Abb. 488)

J_1 das konstant angenommene Trägheitsmoment in den beiden Seitenfeldern von der Stützweite l_1 ,

J_2 das Trägheitsmoment im Mittelfelde von der Stützweite l_2 ,

J_3 das mittlere Trägheitsmoment einer Stütze von der Höhe h .

Wir setzen zunächst H , den Horizontalschub in den Ständerfußpunkten, gleich Null (D verschieblich) und bezeichnen mit

\mathfrak{M} die Momente des kontinuierlichen Balkens infolge der äußeren Belastung,

m „ „ „ „ „ „ „ „ zweier Kräfte $H = 1$;

dann ist für das gegebene System mit festen Lagern in C und D

im Balken $M = \mathfrak{M} + H m$

in den Stützen $M = H y.$

Setzt man zur Abkürzung

$$v = \frac{l_1 J_2}{l_2 J_1},$$

so berechnet sich nach der Theorie des kontinuierlichen Trägers

für die Seitenfelder $m = \frac{3}{3+2v} \frac{x}{l_1} h,$

für das Mittelfeld $m = -\frac{2v}{3+2v} h.$

Zur Berechnung von H verhilft die Ableitung aus der Formänderungsarbeit (unter Vernachlässigung der Axialkraftwirkung)

$$\int \frac{M}{J} \frac{\partial M}{\partial H} ds = 0,$$

woraus mit Einsetzung von M erhalten wird:

$$H = \frac{-\frac{3}{l_1} \left[\int_0^{l_1} \mathfrak{M} x dx + \int_0^{l_1} \mathfrak{M} x' dx \right] + 2 \frac{l_1}{l_2} \int_0^{l_2} \mathfrak{M} dx}{2 \left(l_1 + \frac{3+2v}{3} \frac{J_1}{J_3} h \right) h} \dots 115)$$

Es beziehen sich darin die Integrale des Zählers auf das linke und rechte Seitenfeld, mit den Abszissen x und x' von den Enden aus gerechnet, und auf das Mittelfeld.

a) Belastung nur in einem Seitenfelde.

Für den kontinuierlichen Balken seien die Stützenmomente mit \mathfrak{M}_1 und

\mathfrak{M}_2 bezeichnet. Es ist dann $\int_0^{l_1} \mathfrak{M} x \, dx = \Sigma + \frac{1}{3} \mathfrak{M}_1 l_1^2$ für das belastete Seitenfeld

$$\int_0^{l_1} \mathfrak{M} x' \, dx = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_2 l_1^2 \text{ für das unbelastete Seitenfeld}$$

$$\int_0^{l_2} \mathfrak{M} \, dx = \frac{1}{2} (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2) l_2 \text{ für das Mittelfeld}$$

Damit ergibt sich mit Einführung des Zahlenwertes

$$\kappa = 1 + \frac{J_1 h}{J_3 l_1} + \frac{2 J_2 h}{3 J_3 l_2} \dots \dots \dots 116)$$

$$H = -\frac{3}{2 \kappa} \frac{\Sigma}{h l_1^2} \dots \dots \dots 117)$$

Es bezeichnet darin Σ das statische Moment der Momentenfläche des frei aufliegenden Einzelbalkens im Endfelde bezogen auf die Endstütze.

b) Belastung im Mittelfelde.

Hiefür ist $\int_0^{l_1} \mathfrak{M} x \, dx = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_1 l_1^2$

$$\int_0^{l_1} \mathfrak{M} x' \, dx = \frac{1}{3} \mathfrak{M}_2 l_1^2$$

$$\int_0^{l_2} \mathfrak{M} \, dx = \Phi + (\mathfrak{M}_1 + \mathfrak{M}_2) \frac{l_2}{2},$$

sonach

$$H = \frac{1}{\kappa} \frac{\Phi}{h l_2} \dots \dots \dots 118)$$

wenn Φ die einfache Momentenfläche des frei aufliegenden Balkens bezeichnet.

Besteht die Belastung nur aus einer Einzellast $G = 1$ im Endfelde im Abstände $\xi_1 l_1$ von der Endstütze, oder im Mittelfelde im Abstände $\xi_2 l_2$ von der Mittelstütze, so erhält man aus obigen Formeln die Ordinaten der Einflußlinie von H , nämlich

$$H = -\frac{1}{4 \kappa} \xi_1 (1 - \xi_1^2) \frac{l_1}{h} \text{ Last im Seitenfelde} \dots \dots \dots 119)$$

$$H = \frac{1}{2 \kappa} \xi_2 (1 - \xi_2) \frac{l_2}{h} \text{ Last im Mittelfelde} \dots \dots \dots 120)$$

Damit sind auch die Einflußlinien der Momente und Querkräfte für einen beliebigen Balkenquerschnitt gegeben.

Für einen Querschnitt im Seitenfelde im Abstände x_1 vom Trägerende ist

$$M = \mathfrak{M} + \frac{3}{(3 + 2\nu)} \frac{x_1}{l_1} H h \dots \dots \dots 121)$$

$$Q = \mathfrak{Q} + \frac{3}{3 + 2\nu} \frac{h}{l_1} H \dots \dots \dots 122)$$

für einen Querschnitt im Mittelfelde im Abstände x_2 von der Mittelstütze ist

$$M = \mathfrak{M} - \frac{2\nu}{3+2\nu} H h \dots \dots \dots 123)$$

$$Q = \Omega \dots \dots \dots 124)$$

Die Abb. 488 a—c geben die Darstellung der Einflußlinien der Momente für einige Querschnitte.

Die Berechnung der Momente \mathfrak{M} und Querkräfte Ω des kontinuierlichen Trägers wird als bekannt vorausgesetzt. Man kann ihre Einflußlinien aus jener des Stützenmomentes \mathfrak{M}_1 ableiten. Für letzteres gelten, bei auf die Feldlänge konstanten Trägheitsmomenten und unter Einführung von $\lambda_1 = \frac{J_0}{J_1} l_1$ $\lambda_2 = \frac{J_0}{J_2} l_2$, worin J_0 ein beliebig angenommener Wert, die Ausdrücke

$$\left. \begin{aligned} \mathfrak{M}_1 &= - \frac{2(\lambda_1 + \lambda_2)\lambda_1}{4(\lambda_1 + \lambda_2)^2 - \lambda_2^2} \xi_1 (1 - \xi_1^2) l_1 && \text{Last im linken Seitenfeld} \\ &&& \text{im Abstände } \xi_1 l_1 \text{ von der} \\ &&& \text{linken Endstütze,} \\ \mathfrak{M}_1 &= + \frac{\lambda_1 \lambda_2}{4(\lambda_1 + \lambda_2)^2 - \lambda_2^2} \xi_1 (1 - \xi_1^2) l_1 && \text{Last im rechten Seitenfeld} \\ &&& \text{im Abstand } \xi_1 l_1 \text{ von der} \\ &&& \text{rechten Endstütze,} \\ \mathfrak{M}_1 &= - \frac{\{2(1 - \xi_2)(2 - \xi_2)(\lambda_1 + \lambda_2) - (1 - \xi_2^2)\lambda_2\} \lambda_2}{4(\lambda_1 + \lambda_2)^2 - \lambda_2^2} \xi_2 l_2 && \text{Last im Mittelfeld} \\ &&& \text{im Abstand } \xi_2 \lambda_2 \\ &&& \text{von der linken} \\ &&& \text{Zwischenstütze.} \end{aligned} \right\} 125)$$

Temperaturwirkung. Durch eine Temperaturänderung um t^0 entsteht ein Horizontalschub

$$H_t = \frac{3+2\nu}{2\kappa} \cdot \frac{E \omega t J_1 l_2}{h^2 l_1} \dots \dots \dots 126)$$

und es werden die Momente

$$\text{im Seitenfeld} \quad M_t = \left[\frac{6}{3+2\nu} \cdot \frac{J}{l_1 l_2} + \frac{3}{2\kappa} \frac{J_1 l_2}{h^2 l_1} \right] E \omega t \cdot \frac{h}{l_1} x \dots \dots \dots 127)$$

$$\text{im Mittelfeld} \quad M_t = \left[\frac{6}{3+2\nu} \cdot \frac{J_2}{l_1 l_2} - \frac{1}{\kappa} \frac{J_2}{h^2} \right] E \omega t \cdot h \dots \dots \dots 128)$$

Die Stützen sind bei dem vorstehend behandelten Tragwerkssysteme auf das größte Moment Hh und für den größten Stützen- druck auf Knickung zu berechnen. Die Anschlußecken an den Träger werden nach Art der Rahmenkonstruktionen mit kräftigen Ausrundungen ausgebildet. Überdies ist der Steg, der daselbst die Druckkraft der Trägeruntergurte aufzunehmen hat, durch angelegte Bleche zu verstärken. In Abb. 489, eine Straßenübersetzung von ähnlichen Abmessungen wie Abb. 486, sind die Stehbleche der Träger beiderseits der Säule, ebenso das Stehblech der letzteren vor der Rundung gestoßen und liegen darüber beiderseitige große Deckbleche. Gegen diese stoßen die unteren Gurtwinkel der Träger sowie die Rand-

winkel des Ständers und darüber liegen die gebogenen Stoßdeckwinkel. Durch den Querträger sind die Ständer der beiden Tragwände zu einem Portalrahmen verbunden (Abb. 489 b), der nach den hiefür später gegebenen Regeln zu berechnen ist. Danach ist auch nach der Querachse des Ständerquerschnittes ein entsprechend großes Trägheits-

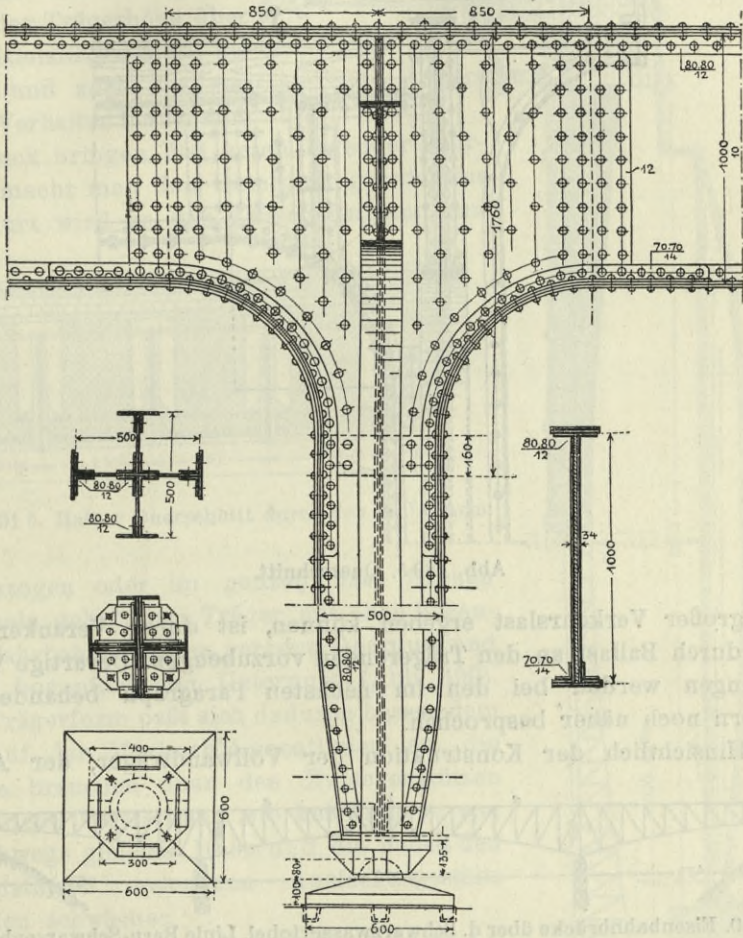


Abb. 489 a.

moment erforderlich, was im gegebenen Beispiele durch dessen kreuzförmige Ausbildung erzielt wurde.

Die vollwandigen durchgehenden Träger erhalten etwa $\frac{1}{12}$ der Stützweite als Trägerhöhe. Bei ungleichen Feldern wird diese Höhe nach der größeren Stützweite bestimmt und in der Regel in allen

Öffnungen gleich durchgeführt, zuweilen aber auch bei kleinen Seitenöffnungen durch trapezförmige Abbiegung eines Gurtes daselbst vermindert.

Einem Abheben der Enden durch negative Auflagerkräfte, die sich bei im Verhältnis zur Mittelöffnung kleinen Seitenöffnungen

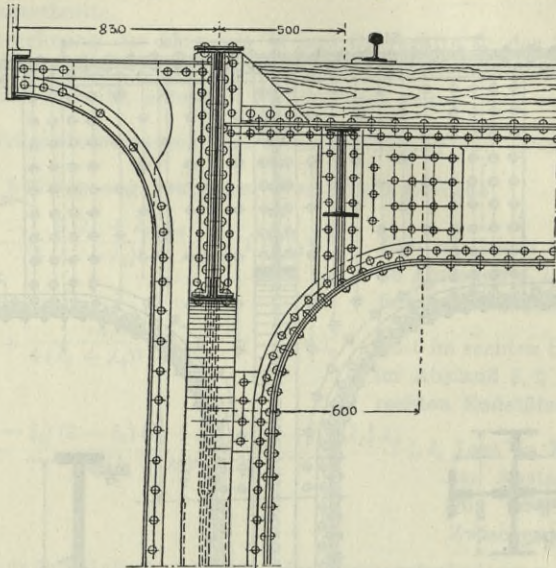


Abb. 489 b. Querschnitt.

und großer Verkehrslast ergeben können, ist durch Verankerung oder durch Ballast an den Trägerenden vorzubeugen. Derartige Vorkehrungen werden bei den im nächsten Paragraphen behandelten Trägern noch näher besprochen.

Hinsichtlich der Konstruktion der Vollwandträger, der Aus-

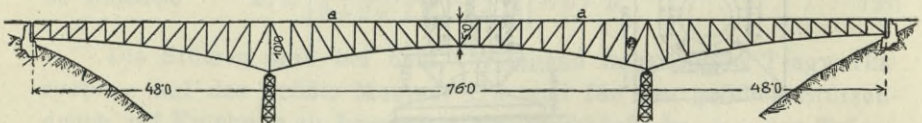


Abb 490. Eisenbahnbrücke über d. Schwarzwassertobel, Linie Bern-Schwarzenburg.

bildung des Trägerquerschnittes, der Steifen, Stöße etc. wird auf Bd. III 1, § 11 verwiesen.

Kontinuierliche Fachwerkträger ohne Gelenke finden jetzt, wie schon bemerkt wurde, eine viel weniger häufige Anwendung als früher. Man hat sie seinerzeit ausschließlich als Parallelträger, vielfach mit engmaschigem Gitterwerk oder mehrteiligem Ständerfachwerk ausgeführt. Jetzt erscheint uns die Form des Parallelträgers für

durchgehende Träger wenig befriedigend und wir ziehen, wenn nicht Gründe der einfacheren Ausführung dagegen sprechen, Formen vor, die durch Vergrößerung der Trägerhöhe über den Mittelstützen diese betonen und auch das statische Verhalten besser zum Ausdruck bringen. Bei unten liegender Fahrbahn macht man den Untergurt gerade, der Obergurt wird an den Zwischenstützen em-

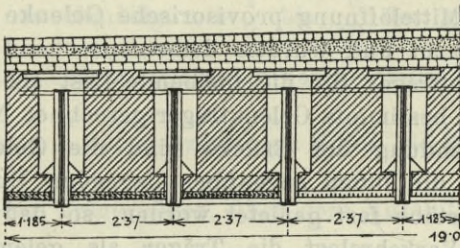


Abb. 491 b. Halber Querschnitt durch den Ballastarm.

porgezogen oder im ganzen nach flachen Parabeln gekrümmt; Träger mit oben liegender Fahrbahn erhalten geraden Obergurt und flach bogenförmigen Untergurt (Abb. 490). Die Trägerform paßt sich dadurch besser dem Verlauf der Maximal-Momentlinien an, die Gurte brauchen über den Zwischenstützen nicht jene Verstärkung wie bei Trägern von durchwegs gleicher Höhe und die neben den Mittelstützen gelegenen Ausfachungsstäbe werden schwächer.

Für die Berechnung solcher Fachwerksträger liefert allerdings die Theorie des vollwandigen kontinuierlichen Trägers mit konstantem Trägheitsmomente nur sehr rohe Näherungswerte. Man kann diese zur ersten ungefähren Bestimmung der Stabquerschnitte benutzen, hat aber dann die genauere Berechnung entweder als statisch unbestimmtes

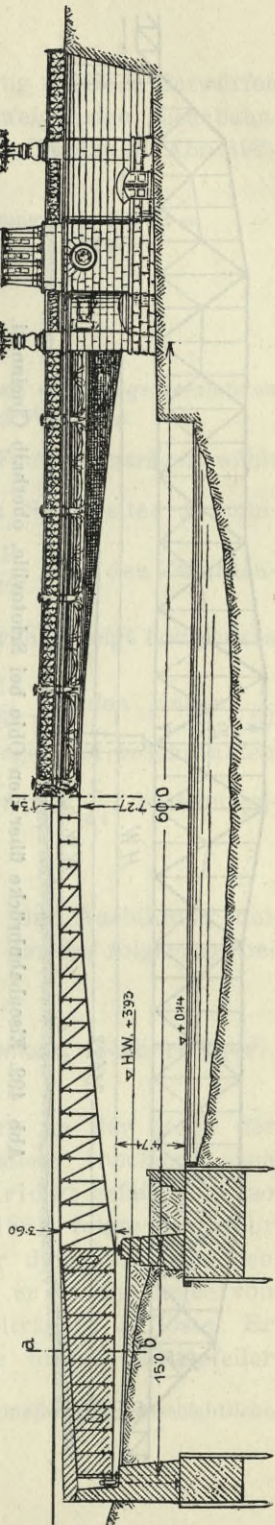


Abb. 491 a. Stephanie-Brücke über den Donaukanal in Wien. Längenschnitt und Ansicht.

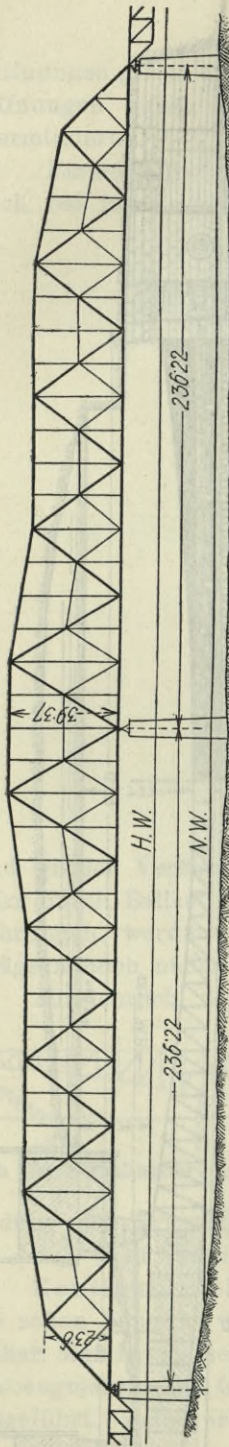


Abb. 492. Eisenbahnbrücke über den Ohio bei Sciotoville, oberhalb Cincinnati.

Fachwerk (mit Einführung je einer Gurtstabkraft über jeder Zwischenstütze als Unbekannte), oder wenigstens nach den Clapeyronschen Gleichungen unter Einführung des veränderlichen Trägheitsmomentes zu bewerkstelligen.

Bei der Brücke der Abb. 490 wurden, um die Auflagerdrücke der ständigen Belastung über den Endauflagern zu vergrößern und dadurch die Verankerung zu ersparen, gleichzeitig aber auch um unbestimmbare Montagespannungen zu vermeiden, während der Aufstellung in den beiden Obergurtknoten *a* der Mittelöffnung provisorische Gelenke angebracht und wurden dementsprechend die Hauptträger für die bleibende Last als statisch bestimmte Gelenkträger gerechnet. Nach Vollendung der Brücke sind die Gelenke und die ihnen gegenüber liegenden Untergurtstäbe fest genietet worden, so daß für die Verkehrslast die Träger als gelenklos durchgehend wirken.

Bei der Stephanie-Brücke über den Donaukanal in Wien (Abb. 491), deren im Verhältnis zur Mittelöffnung sehr kurze Seitenarme große negative Endauflagerdrücke ergeben würden, ist die Verankerung durch Ballastgewichte entlastet. Die vollwandig ausgebildeten Seitenfelder des Tragwerkes sind ganz in den Widerlagern verborgen und vollständig ausgemauert (Abb. 491 a). Dadurch verbleibt auch bei Vollbelastung des Mittelfeldes an den Endstützen noch ein positiver Auflagerdruck; die daselbst angebrachte Verankerung, die die Beweglichkeit der Endlager nicht behindert, dient nur als Sicherheitszugabe. Die Träger wurden sowohl für die ständige, wie für die Verkehrsbelastung als durchgehend auf vier gleich hohen Stützen liegend und unter Berücksichtigung des sehr variablen Trägheitsmomentes berechnet.

Das neueste und größte Beispiel einer

kontinuierlichen Balkenbrücke ist die gegenwärtig nach den Entwürfen G. Lindenthals in Ausführung begriffene zweigleisige Eisenbahnbrücke über den Ohio, ungefähr 200 km oberhalb Cincinnati (Abb. 492).

Die Hauptmaße dieser Brücke sind:

Stützweite des Überbaues der beiden Stromöffnungen je 236·22 m,

Höhe über Hochwasser 12·19 m, über Niederwasser 32·46 m,

Trägerhöhe über dem Mittelpfeiler 39·37 m,

Trägerhöhe an den Endpfeilern 23·62 m,

Abstand der beiden Tragwände 11·81 m,

Stärkster Gurtquerschnitt 3845 cm.

Die Brücke wird nach europäischer Bauweise mit durchwegs vernieteten Knotenverbindungen ausgeführt. Die Pfeiler stehen auf Felsboden.

Die Höhe der kontinuierlichen Parallel-Fachwerksträger wählt man zweckmäßig mit $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10}$ der größten Stützweite; krumm-gurtige Träger erhalten in der Feldmitte etwa $\frac{1}{12}$, über den Zwischenstützen $\frac{1}{7}$ der Stützweite als Höhe. Die Ohio-Brücke zeigt noch etwas größere Trägerhöhen, über dem Mittelpfeiler $\frac{1}{6}$, an den Enden $\frac{1}{10}$ der Stützweite. Bei der Stephanie-Brücke sind wegen der beschränkten Bauhöhe die Träger abnorm niedrig ausgeführt, mit $\frac{1}{44}$, beziehungsweise $\frac{1}{17}$ l.

Bezüglich der Art der Ausfachung und der Ausbildung der Ständerknotenpunkte gilt das gleiche wie bei den im folgenden besprochenen, durchgehenden Gelenkträgern.

§ 32. Kontinuierliche Balkenträger mit Gelenken, Gerberträger oder Auslegerträger.

Der Gedanke, in durchgehenden Trägern an der Stelle der Momentennullpunkte Gelenke einzulegen, ist allem Anscheine nach zuerst von englischen Ingenieuren (Clark, Barlow) gefaßt aber, so viel bekannt, nicht verwirklicht worden¹⁾. 1861 folgte Professor Ritter in Hannover mit seiner Studie über den durchgehenden Träger mit freischwebenden Stützpunkten, den er in eine Reihe von Kragträgern mit dazwischen liegenden Einzelträgern auflöste. Er lagerte aber jeden Kragträger nur auf einen breiten Mittelpfeiler

¹⁾ Kurt Beyer, Eigengewicht, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers. Dresden 1907.

mit doppelten Lagern, so daß sich in jeder Öffnung zwei Gelenke ergaben. Die praktische Ausbildung dieses Trägersystems und dessen Einführung in den Brückenbau verdanken wir dem Direktor der süddeutschen Brückenbaugesellschaft (jetzt M. F. Augsburg-Nürnberg), früherem bayrischen Oberbaurat Dr. Ingenieur Heinrich Gerber, der es erstmalig 1867 bei der Regnitz-Brücke in Bamberg und bei der Main-Brücke bei Haßfurt, später bei vielen anderen Brücken zur Anwendung brachte.

Das System der Gerber- oder Auslegerträger setzt sich aus Kragträgern und schwebend gelagerten Schweb- oder Koppelträgern zusammen. Erstere überragen die von ihnen überspannte Öffnung mit Kragarmen, auf deren Enden die Koppelträger frei aufgelagert sind. Das Tragwerk einer jeden Öffnung wird nur von seinen beiden Nachbaröffnungen beeinflusst; die Zahl der Öffnungen ist dabei unbegrenzt.

Meist beschränkt sich die Anwendung auf die Überbrückung dreier Öffnungen. Die Gelenke können hier entweder in die Mittelöffnung oder

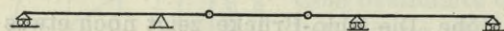


Abb. 493.

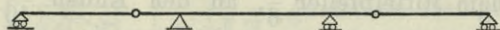


Abb. 494.

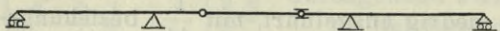


Abb. 495.

in die Mittelöffnung oder je eines in die Seitenöffnungen gelegt werden (Abb. 493 u. 494). Wird das Feld, in dem ein Schwebeträger liegt, beiderseits

durch feste, d. i. unverschiebliche Pfeilerauflager begrenzt, so muß der dazwischen liegende Koppelträger je mit einem festen und einem längs verschieblichen Lager oder Gelenk gelagert werden (Abb. 495). Man kann auch sämtliche Gelenke unverschieblich ausbilden, hat aber dann auf den Pfeilern nur ein festes, im übrigen bewegliche Auflager anzuordnen (Abb. 493).

Neben den allgemeinen Vorzügen der durchgehenden Träger (Gewichtersparnis, günstig wirkende Formgebung, einfache zentrische Lagerung auf den Mittelpfeilern, Möglichkeit der Freimontage) haben die Gerberträger gegenüber den gelenklosen durchgehenden Trägern noch den Vorteil der statischen Bestimmtheit. Es entfällt bei ihnen die Empfindlichkeit gegen Stützensenkungen und die Wirkung ungleicher Gurterwärmung. Diesem wichtigen Vorzug gegenüber fallen die Nachteile der Gelenkträger im allgemeinen wenig ins Gewicht. Sie bestehen in einer Einbuße an Einfachheit der Konstruktion, in Erschwernis der sicheren Aufnahme der Wind- und Bremskräfte und in größeren Einsenkungen an den Gelenkstellen bei großen Kragarmlängen.

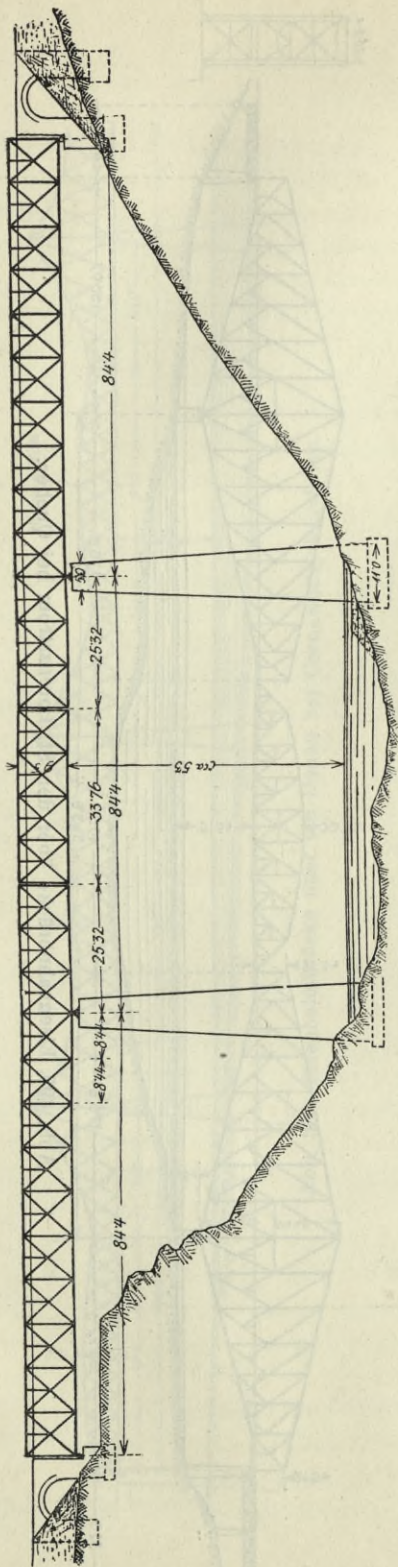


Abb. 496. Eisenbahnviadukt über die Moldau bei Cervena.

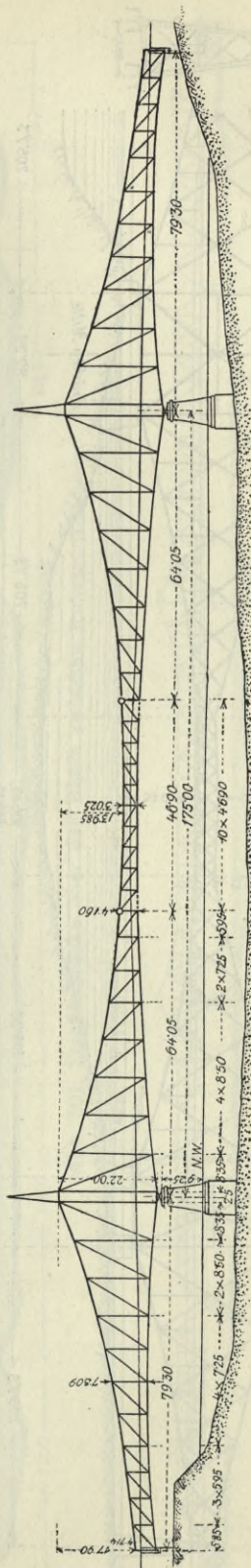


Abb. 497. Kaiser Franz-Joseph-Brücke über die Donau in Budapest.

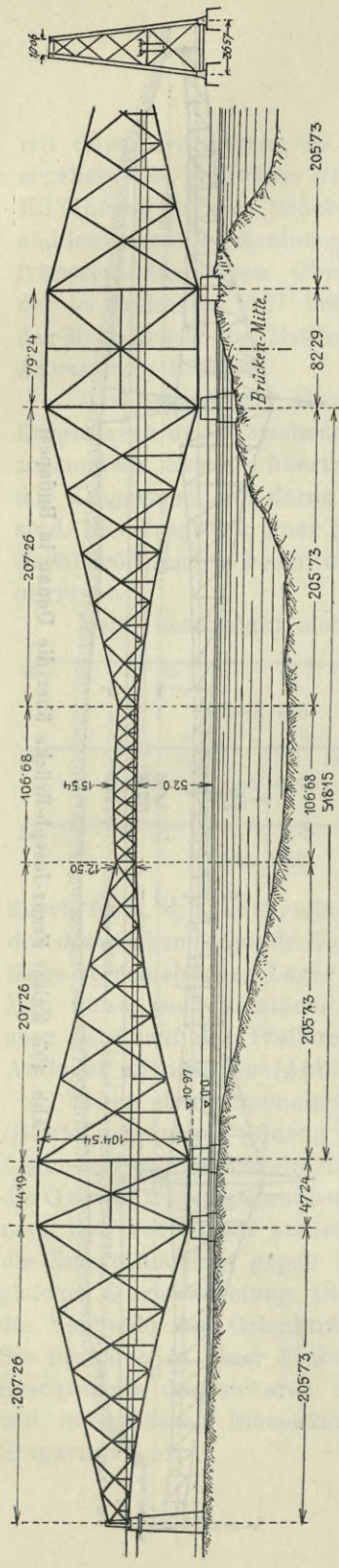


Abb. 498. Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth in Schottland.

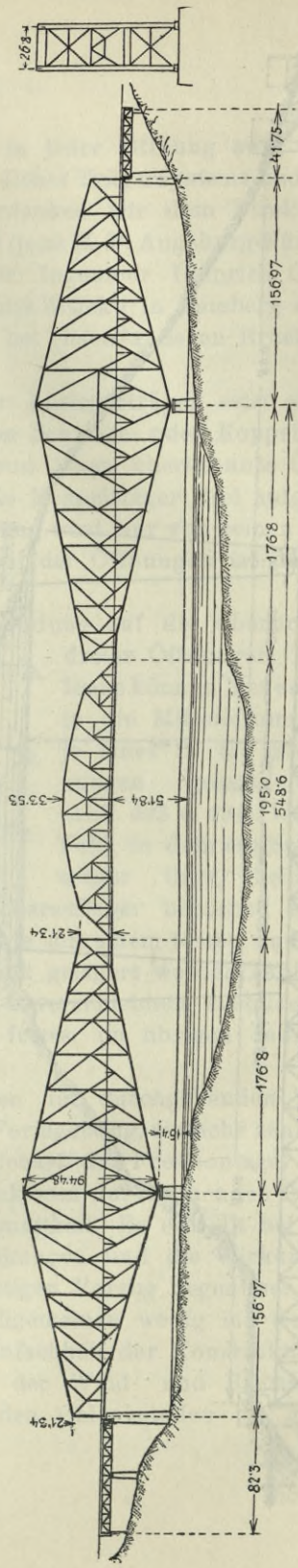


Abb. 499. Eisenbahnbrücke über den St. Lorenzstrom bei Quebec.

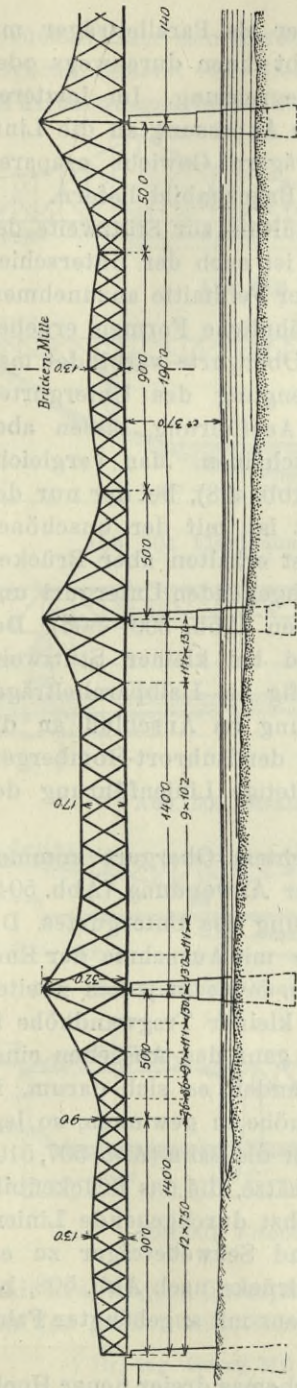


Abb. 500. Eisenbahnbrücke über die Donau bei Cernawoda, Rumänien.

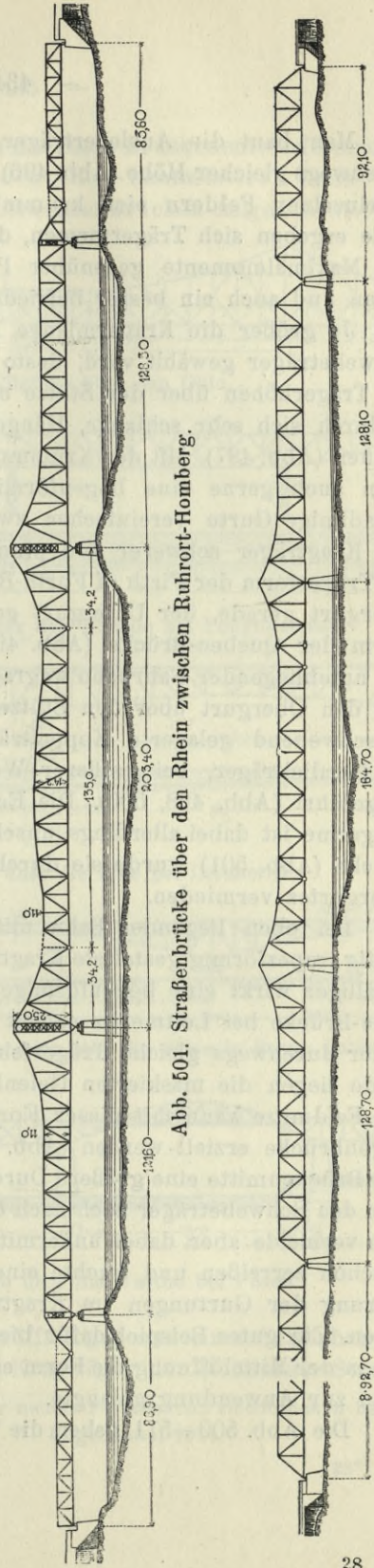


Abb. 501. Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort-Homburg.

Abb. 502. Brücke über den Hoangho bei Lokou.

Man baut die Auslegerträger entweder als Parallelträger mit durchwegs gleicher Höhe (Abb. 496) oder gibt ihnen durchwegs oder in einzelnen Feldern eine krummlinige Begrenzung. Im letzteren Falle ergeben sich Trägerformen, die durch Anpassung an die Linie der Maximalmomente gegenüber Parallelträgern Gewicht ersparen lassen und auch ein besser befriedigendes Brückenbild liefern.

Je größer die Kragarmlänge im Verhältnis zur Stützweite der Schwebeträger gewählt wird, desto größer ist auch der Unterschied der Trägerhöhen über der Stütze und in der Feldmitte anzunehmen, wodurch sich sehr schlanke, Hängeträger ähnliche Formen ergeben können (Abb. 497). Mit der Krümmung der Obergurte verbindet man dann auch gerne eine bogenförmige Sprengung des Untergurtes. Geradlinige Gurte vereinfachen zwar die Ausführung, lassen aber den Kragträger schwerer und plumper erscheinen. Man vergleiche die Trägerform der Firth of Forth-Brücke (Abb. 498), bei der nur der Obergurt gerade, der Untergurt gekrümmt ist, mit der unschönen Form der Quebec-Brücke (Abb. 499). Meist erhalten aber Brücken mit untenliegender Fahrbahn wagrecht durchgehenden Untergurt und nur den Obergurt über den Stützen gehoben (Abb. 500—503). Der freischwebend gelagerte Koppelträger wird bei kleiner Stützweite als Parallelträger, bei größerer Weite häufig als Halbparabelträger ausgeführt (Abb. 498, 500). Die Eckenbildung im Anschluß an die Kragarme ist dabei allerdings unschön; bei der Ruhrort-Homburger-Brücke (Abb. 501) wurde sie durch eine stetige Linienführung des Obergurtes vermieden.

Bei oben liegender Bahn mit wagrechtem Obergurt kommen häufig trapezförmig gestaltete Kragträger zur Anwendung (Abb. 504). Gefälliger wirkt eine bogenförmige Sprengung des Untergurtes. Die Elbe-Brücke bei Leitmeritz erhielt 8 solche mit Ausnahme der Endfelder durchwegs gleiche Trägerfelder (Abb. 505); in jedem zweiten Felde liegen die maskierten Gelenke. Bei kleiner Tragwandhöhe in der Feldmitte kann mit dieser Form auch ganz das Aussehen einer Bogenbrücke erzielt werden (Abb. 506). Handelt es sich darum, in der Brückenmitte eine größere Durchfahrthöhe zu gewinnen, so legt man den Schwebeträger auch nach oben über die Bahn (Abb. 507, 510). Man vermeide aber dabei unvermittelte Absätze, die das Brückenbild unschön zerreißen und trachte eine möglichst durchgehende Linienführung der Gurtungen im Kragträger und Schwebeträger zu erzielen. Ein gutes Beispiel dafür bietet die Brücke nach Abb. 508, bei der in der Mittelöffnung die Form eines Bogens mit angehängter Fahrbahn zur Anwendung gelangte.

Die Abb. 509—511 geben die Trägerschemas dreier neuer Hoch-

brücken über den Nordostsee-Kanal. Diese Brückenentwürfe sind im Brückenbauamt in Kiel von den Reg.-Baumeistern Voss und Müller ausgearbeitet worden ¹⁾. Alle drei Brücken zeigen beiderseits

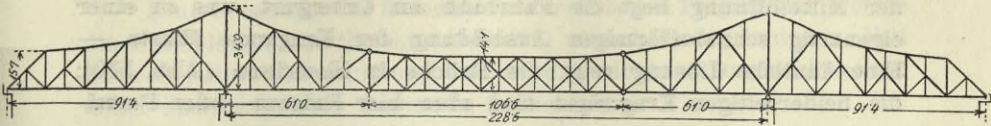


Abb. 503. Sewickly-Brücke über den Ohio.

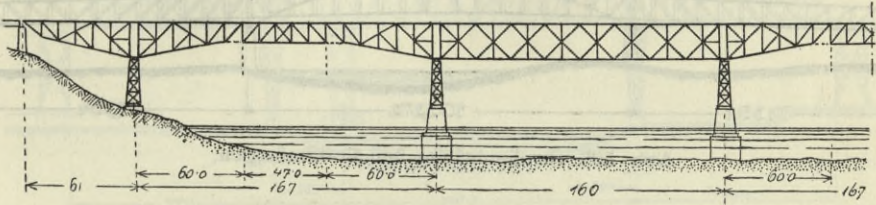


Abb. 504. Eisenbahnbrücke über den Hudson bei Poughkeepsie.

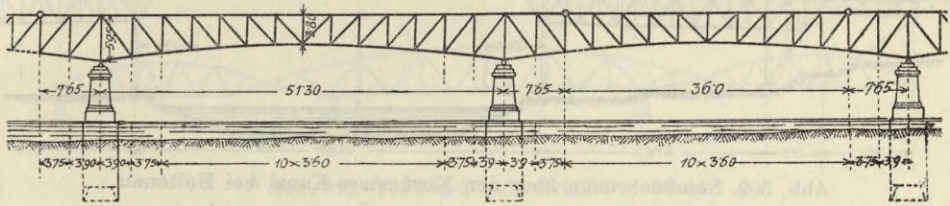


Abb. 505. Straßenbrücke über die Elbe bei Leitmeritz.

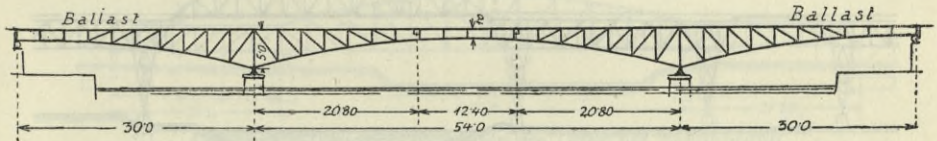


Abb. 506. Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Seine in Passy, Paris.

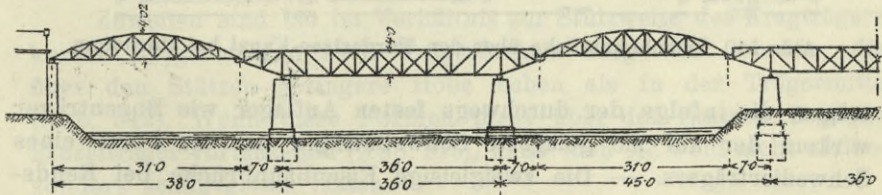


Abb. 507. Eisenbahnbrücke über die Warthe bei Posen.

mit Kragträgern überspannte Uferöffnungen und einen Schwebeträger in der großen Mittelöffnung. Die Kragträger der Holtenuauer Straßen-

¹⁾ Dr. Ing. Georg Müller, Über neuere Formen von Hochbrücken bei tief liegendem Gelände. Leipzig u. Berlin, W. Engelmann, 1914.

brücke (Abb. 509) sind Parallelträger mit oben liegender Fahrbahn, die landseitig fachwerkartig bis zu dem tief liegenden festen Auflager herabreichen und sich flußseitig auf einen Pendelpfeiler stützen. In der Mittelöffnung liegt die Fahrbahn am Untergurt, was zu einer eigenartig schnabelförmigen Ausbildung der Kragarme führte. — Eine ähnliche Lösung zeigt die Brücke in Hochdonn (Abb. 510); die beiderseitigen Kragträger sind aber hier Rahmen- oder Portal-

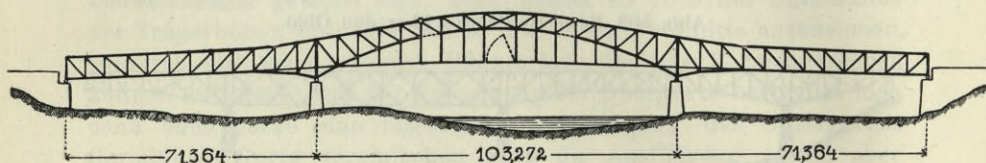


Abb. 508. Straßenbrücke bei Greifenhagen.

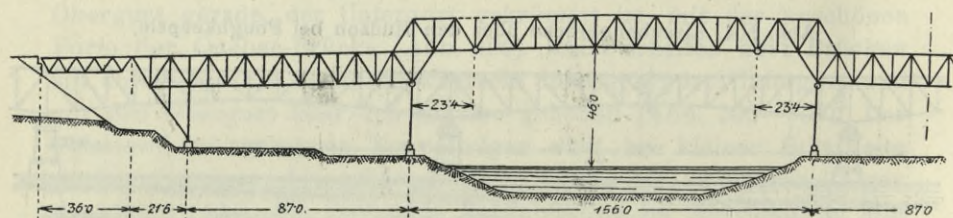


Abb. 509. Straßenbrücke über den Nordostsee-Kanal bei Holtenu.

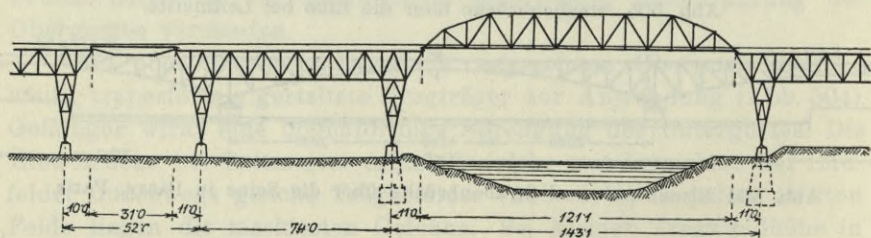


Abb. 510. Eisenbahnbrücke über den Nordostsee-Kanal bei Hochdonn.

träger, die infolge der durchwegs festen Auflager wie Bogenträger wirken; der auf sie gelagerte Schwebeträger hat die Form eines Schwedlerträgers. — Die zweigleisige Eisenbahnbrücke bei Rendsburg (Abb. 511) hat auch in den Seitenöffnungen hoch liegende Träger mit am Untergurt gelegener Fahrbahn. Die sie überspannenden Kragträger sind mit den fachwerkartig ausgebildeten, auf Fußgelenke gelagerten Mittelstützen fest verbunden und an ihren Enden längsverschieblich gelagert. An die Kragarme schließt ohne Hervorhebung der Gelenke der Schwebeträger. Da die Gelenke fest, d. h. unver-

schieblich ausgeführt sind, treten im Mittelfelde allerdings Temperaturkräfte auf, die aber infolge Nachgiebigkeit der hohen elastischen Stützen nicht groß werden. Sehr günstig wirkt bei dieser Brücke die Linienführung des Obergurtes.

Eine Betonung der Gelenke in der äußeren Trägerform, welche die Umrißlinien unterbricht (Abb. 499) wird besser vermieden. Man kann dies durch Einschaltung blinder, d. h. nicht fest angeschlossener, daher spannungsloser Gurtstäbe erreichen.

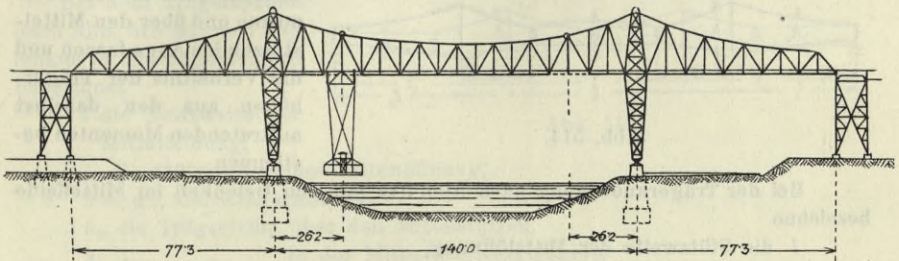


Abb. 511. Eisenbahnbrücke über den Nordostsee-Kanal bei Rendsburg.

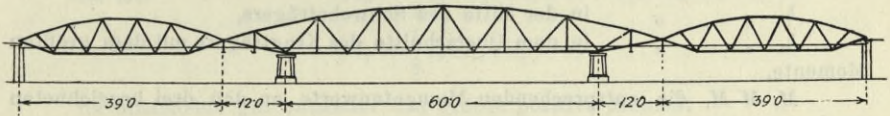


Abb. 512. Tolbiac-Straßenbrücke in Paris.

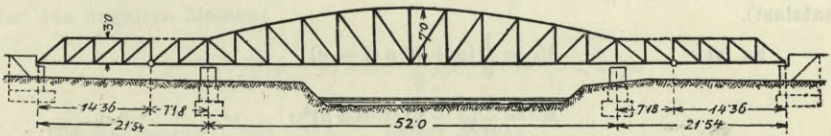


Abb. 513. Straßenbrücke über die Oder bei Schönbrunn.

Zuweilen sind bei im Verhältnis zur Stützweite des Kragträgers kurzer Kragarmlänge auch Trägerformen ausgeführt worden, die über den Stützen geringere Höhe haben als in der Trägermitte (Abb. 512). Wenn diese Formen nicht über den Stützen liegende Einzelträger vortauschen (Abb. 513), kann man sie wohl nicht als besonders schön gelten lassen.

Bei dem Entwurfe einer Auslegerbrücke handelt es sich nach Festlegung der Spannweiten um eine passende Wahl der Lage der Gelenke und damit im Zusammenhange um die Annahme der Trägerhöhen über den Stützen und in den Feldmitten, was die Hauptbestimmungsstücke für die Trägerform liefert. Sind nicht von vorne

herein dafür einschränkende Bedingungen gegeben, so wird man solche Lösungen suchen, denen ein möglichst kleiner Baustoffaufwand entspricht.

Einige Anhaltspunkte für eine zweckmäßige Wahl der Grundmaße geben die nachstehenden Betrachtungen.

Man nähert sich dem kleinsten Baustoffaufwande, wenn man die Trägerform dem Verlauf der Maximal-Momentenlinie anpaßt, was einen annähernd konstanten Gurtquerschnitt ergibt. Wir wollen dabei nur die Hauptquerschnitte,

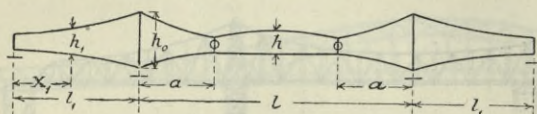


Abb. 514.

nämlich jene in den Feldmitten und über den Mittelstützen ins Auge fassen und das Verhältnis der Trägerhöhen aus den daselbst auftretenden Momenten bestimmen.

Bei der Trägeranordnung nach Abb. 514 mit den Gelenken im Mittelfelde bezeichne

l die Stützweite der Mittelöffnung,

l_1 die Stützweite einer Seitenöffnung,

a die Kragarmlänge,

h_0 die Trägerhöhe über den Mittelstützen,

h " " in der Mitte des Schwebeträgers,

h_1 " " in dem Querschnitte des Kragträgers mit dem größten

Momente,

M_0 M M_1 die entsprechenden Momentenwerte an den drei bezeichneten

Stellen,

g pro Meter das Eigengewicht,

p " " die Verkehrslast (gleichmäßig verteilt angenommene Ersatzlast).

Es ist
$$M_0 = \frac{1}{2} (g + p) a (l - a)$$

$$M = \frac{1}{8} (g + p) (l - 2a)^2$$

$$M_1 = \frac{1}{2} (g + p) x_1^2 \text{ worin } x_1 = \frac{1}{2} l_1 \left(1 - \frac{g}{g + p} \frac{a(l - a)}{l_1^2} \right)$$

Die Bedingung gleich großer wagrechter Gurtkräfte

$$\frac{M_0}{h_0} = \frac{M}{h} = \frac{M_1}{h_1}$$

liefert
$$\frac{1}{2} \frac{a(l - a)}{h_0} = \frac{1}{8} \frac{(l - 2a)^2}{h} = \frac{1}{2} \frac{x_1^2}{h_1}$$

Setzt man

$$a = \alpha l$$

$$l = \lambda l_1$$

und
$$\frac{g}{g + p} = \gamma$$

so erhält man

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4 \alpha (1 - \alpha)}{(1 - 2\alpha)^2} \dots \dots \dots 129)$$

$$\text{oder } \alpha = \frac{1}{2} \left(1 - \sqrt{\frac{h}{h+h_0}} \right) \dots \dots \dots 130)$$

weilers $\frac{h_0}{h_1} = \frac{4 \alpha (1 - \alpha) \lambda^2}{[1 - \gamma \alpha (1 - \alpha) \lambda^2]^2} \dots \dots \dots 131)$

oder $\lambda^2 = \frac{1}{\gamma^2 \alpha (1 - \alpha)} \left[\gamma + 2 \frac{h_1}{h_0} \left(1 - \sqrt{1 + \gamma \frac{h_0}{h_1}} \right) \right] \dots \dots \dots 132)$

h_1 ist die Trägerhöhe im Seitenfelde im Abstände $x_1 = l \sqrt{\alpha (1 - \alpha) \frac{h_1}{h_0}}$.

Bei dem Trägersystem nach Abb. 515 mit den Gelenken in den Seitenfeldern bezeichnet

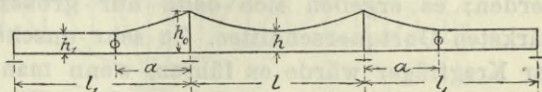


Abb. 515.

l die Stützweite der

Mittelöffnung,

l_1 die Stützweite einer Seitenöffnung,

$a = \alpha l_1$ die Kragarmlänge,

h_0 die Trägerhöhe über den Mittelstützen,

h „ „ in der Mitte des Kragträgers,

h_1 „ „ „ „ „ „ Schwebeträgers.

Es ist

$$M_0 = \frac{1}{2} (g + p) a l_1$$

$$M_1 = \frac{1}{8} (g + p) (l_1 - a)^2$$

Im Mittelfelde gilt entweder das größte positive Moment

$$M = \frac{1}{8} (g + p) l^2 - \frac{1}{2} g a l_1 \text{ so lange } l^2 - 4 a l_1 > 0 \text{ oder } \frac{l}{l_1} > 2 \sqrt{a}$$

oder das negative Moment

$$-M = \frac{1}{2} (g + p) a l_1 - \frac{1}{8} g l^2, \text{ wenn } \frac{l}{l_1} < 2 \sqrt{a}$$

Die Bedingung $\frac{M_0}{h_0} = \frac{M_1}{h_1} = \frac{M}{h}$ liefert wieder

$$\frac{1}{2} \frac{a l_1}{h_0} = \frac{1}{8} \frac{(l_1 - a)^2}{h_1}$$

$$\frac{h_0}{h_1} = \frac{4 \alpha}{(1 - \alpha)^2} \dots \dots \dots 133)$$

oder $\alpha = 1 + 2 \frac{h}{h_0} \left(1 - \sqrt{\frac{h_0 + h}{h}} \right) \dots \dots \dots 134)$

Ferner mit

$$l = \lambda l_1$$

$$\frac{1}{2} \frac{a l_1}{h_0} = \left[\frac{1}{8} l^2 - \frac{1}{2} \frac{g}{g + p} a l_1 \right] \frac{1}{h}$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4 \alpha}{\lambda^2 - 4 \gamma \alpha} \dots \dots \dots 135)$$

so lange

$$\lambda^2 > 4 \alpha$$

und

$$\frac{1}{2} \frac{a l_1}{h_0} = \left[\frac{1}{2} a l_1 - \frac{1}{8} \frac{g}{g+p} l^2 \right] \frac{1}{h}$$

$$\frac{h_0}{h} = \frac{4 a}{4 a - \gamma \lambda^2} \dots \dots \dots 136)$$

wenn $\lambda^2 < 4 a$ ist.

Von den nach diesen Regeln berechneten Höhenverhältnissen des Trägers kann aus Rücksicht auf die praktische Ausführung oder auf das zu erzielende Brückenbild mehr oder weniger abgewichen werden; es ergeben sich dann nur größere Unterschiede in den stärksten Gurtquerschnitten. Zu sehr unschönen Formen besonders der Kragträger würde es führen, wenn man dem Verlaufe der Momentenlinie durchwegs folgen wollte. Hier ist eine vereinfachte Linienführung am Platze.

Die Höhe der Schwebeträger wählt man nach den für Einzelträger geltenden Regeln (Bd. III, 1), d. i. bei Fachwerkträgern mit $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{6}$ ihrer Stützweite, zuweilen auch noch größer; bei Auslegerträgern mit parallelen Gurten jedenfalls nicht kleiner als mit $\frac{1}{10}$ der Brückenöffnung.

Beispiele. 1. Eine Brücke mit drei Öffnungen ($l_1 = 60 \text{ m}$ $l = 100 \text{ m}$) soll Auslegerträger mit den Gelenken in der Mittelöffnung erhalten. Wir wählen die Kragarmlänge $a = 20 \text{ m}$, die Höhe h des Schwebeträgers $= 9 \text{ m}$ und erhalten mit $\alpha = 0.2$ aus Gleichung 129)

$$h_0 = \frac{4 \cdot 0.2 \cdot 0.8}{(0.6)^2} \cdot h = 1.78 h = 16 \text{ m}$$

Es ist ferner $\lambda = \frac{l}{l_1} = \frac{100}{60} = 1.67$ und schätzungsweise $\gamma = \frac{g}{g+p} = 0.4$;

damit wird nach Gleichung 131)

$$h_1 = \frac{(1 - 0.4 \cdot 0.2 \cdot 0.8 \cdot 1.67^2)^2}{4 \cdot 0.2 \cdot 0.8 \cdot 1.67^2} \cdot h_0 = 0.38 h_0 = 6.1 \text{ m}$$

als Höhe des Kragträgers im Abstände $x_1 = 100 \sqrt{0.2 \cdot 0.8 \cdot 0.38} = 24.8 \text{ m}$ von der Endstütze. Diesen Abmessungen entspricht die in Abb. 516 dargestellte Trägerform.

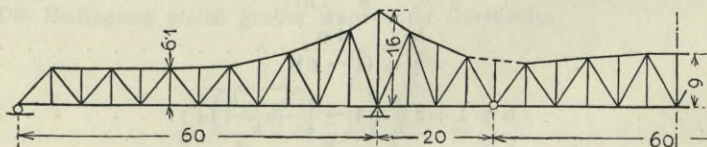


Abb. 516.

2. Bei derselben Brücke soll die Stützweite des mittleren Schwebeträgers auf 40 m und dessen Höhe auf 5 m beschränkt werden.

Es ist sonach $a = 30 \text{ m}$, $\alpha = 0.3$ und nach Gleichung 129)

$$h_0 = \frac{4 \cdot 0.3 \cdot 0.7}{(0.4)^2} \cdot h = 5.25 h = 26.2 \text{ m}$$

Ferner wird nach Gleichung 131)

$$h_1 = \frac{[1 - 0.4 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot \sqrt{1.67^2}]^2}{4 \cdot 0.3 \cdot 0.7 \cdot 1.67^2} h_0 = 0.252 h_0 = 6.6 \text{ m}$$

im Abstände $x_1 = 100 \sqrt{0.3 \cdot 0.7 \cdot 0.252} = 23 \text{ m}$. Damit ergibt sich die in Abb. 517 skizzierte Trägerform.

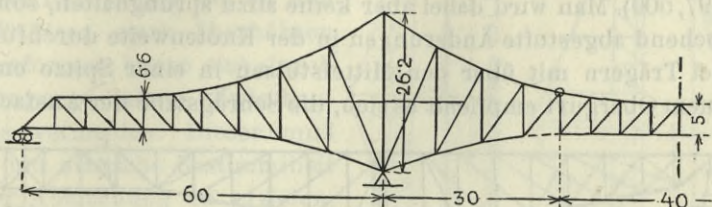


Abb. 517.

3. Eisenbahnbrücke mit drei Öffnungen zu je 100 m. Bahn oben. Gelenke in den Außenfeldern. Kragarmlänge $a = 25 \text{ m}$, $\gamma = \frac{4.0}{4.0 + 5.0} = 0.45$.

Es ist $a = 0.25$, $\lambda = 1$. Wir wählen die Höhe des Schwebeträgers $h_1 = 10 \text{ m}$ und erhalten aus Gleichung 133)

$$h_0 = \frac{4 \cdot 0.25}{(0.75)^2} \cdot h_1 = 1.78 h_1 = 17.8 \text{ m}$$

ferner aus Gleichung 135) oder 136)

$$h = \frac{1 - 4 \cdot 0.25 \cdot 0.45}{4 \cdot 0.25} h_0 = 0.55 h_0 = 9.8 \text{ m} \text{ oder rund } 10 \text{ m}$$

Der Träger kann die in Abb. 518 dargestellte Form erhalten.

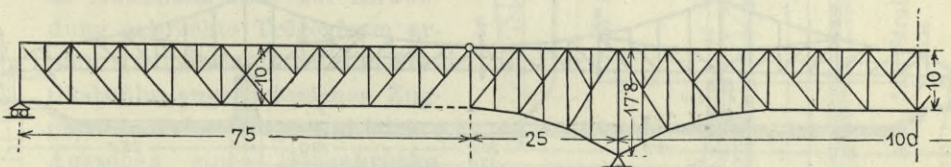


Abb. 518.

Für die Ausfachung kommen Streben- und Ständersysteme oder K-Fachwerke zur Anwendung. Wie schon an früherer Stelle gesagt wurde, werden jetzt die einfachen Systeme bevorzugt und bei großer Fachweite Zwischenquerträger durch sekundäre Ausfachung angeschlossen. Beispiele für Strebenfachwerke geben die Abb. 501, 502, 509—512, für Ständerfachwerk Abb. 497, 505, 508, für K-Fachwerk Abb. 499. Auch bei letzterem ist eine Unterteilung der großen Knotenweite dadurch herbeigeführt, daß der obere Stab der K-Ausfachung in das Nachbarfach verlängert ist und im Treffpunkt mit dem unteren Stabe der Ausfachung einen Zwischenquerträger stützt. Doppelte

Strebensysteme mit an die Kreuzungspunkte der Streben angeschlossenen Zwischenquerträgern zeigen die Brücken der Abb. 496, 498 und 500. Bei großem Unterschiede in der Trägerhöhe kann man, um eine zu steile oder zu flache Stellung der Ausfachungsstäbe zu vermeiden, dazu veranlaßt sein, ungleiche Knotenweiten anzuordnen (Abb. 497, 500). Man wird dabei aber keine allzu sprunghaften, sondern entsprechend abgestufte Änderungen in der Knotenweite durchführen.

Bei Trägern mit über den Mittelstützen in einer Spitze emporgezogenem Obergurt empfiehlt es sich, die Schrägstäbe der Ausfachung

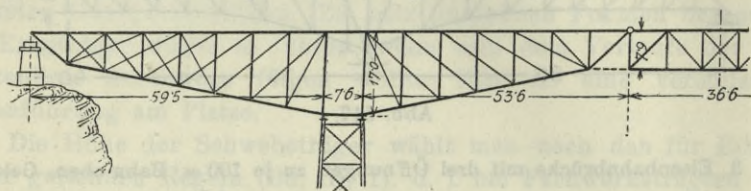


Abb. 519. Eisenbahnbrücke über den Niagara.

vom unteren Auflagerknoten ausgehen zu lassen (Abb. 501, 502); auch beim Ständerfachwerk (Abb. 517), bei dem diese Stäbe dann allerdings auf Druck beansprucht werden. Man vermeidet dadurch die schwierige Zusammenführung der Stäbe in der Spitze und verringert den Druck in dem hohen Ständer, auch werden die Schrägstäbe etwas kürzer.

Man hat bei großen Trägern über den Mittelstützen auch doppelte Ständer auf getrennten Lagern angeordnet (Abb. 519). Soll

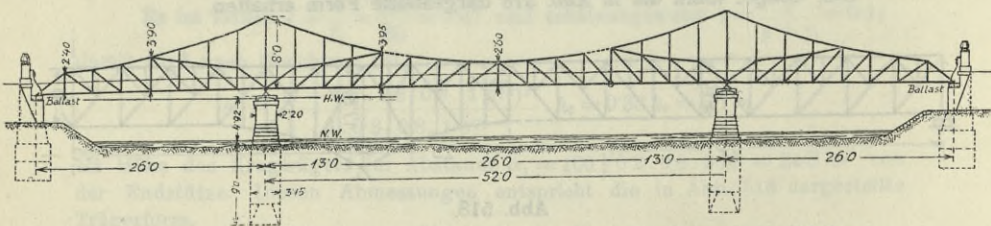


Abb. 520. Erzherzog Ludwig-Viktor-Brücke über die Salzach in Salzburg.

aber dabei die statische Bestimmtheit erhalten bleiben, so darf zwischen diesen Ständern keine Ausfachung gegeben werden; sie sind nur durch die parallelen Gurte zu verbinden und eines der beiden Lager muß längsverschieblich sein. Bei der Firth of Forth-Brücke (Abb. 498) ist das Fach zwischen den Doppelständern ausgekreuzt. Während es aber bei dem mittleren Kragträger dessen Mittelfeld bildet und dieser sonach statisch bestimmt ist, wirkt der die Endöffnung überspannende Kragträger, dessen landseitiges Ende nach erfolgter Aufstellung ein verankertes, beziehungsweise künstlich belastetes Lager

erhielt, für die Verkehrslast als ein statisch unbestimmter Träger auf drei Stützpunkten.

Die langen Ausfachungsstäbe und die Notwendigkeit ungleicher Fächerteilung bei an den Mittelstützen stark überhöhten Trägerformen lassen sich durch Anbringung eines Zwischengurtes vermeiden. Dieser muß aber, um statische Bestimmtheit in der Ausfachung zu erzielen, an den Mittelstützen unterbrochen werden. Er reicht im Kragarm entweder bis an dessen Ende oder schließt schon früher an einen Knotenpunkt des Obergurtes an. Beiderseits des Mittelständers wird man die Linienführung nach Möglichkeit symmetrisch gestalten (Abb. 520, 521, 522). Diese zum ersten Male von Gerber in einem Wettbewerbentwürfe für die Neckar-Brücke zu Mannheim 1887 zur Anwendung gebrachte Trägerform erinnert mit ihrem nur durch Vertikalstäbe angeschlossenen Zuggurt an das gefällige und leichte Aussehen einer Hängebrücke. Allerdings verursacht der Mittelgurt trotz der reduzierten Ausfachung einen größeren Baustoffaufwand und höhere Kosten der Anarbeitung.

Die Berechnung der Stabkräfte in dem statisch bestimmten System unterliegt keiner Schwierigkeit. Die Horizontalkomponente H der Spannungen in dem nur durch Hängestangen angeschlossenen Zuggurte ist durchwegs gleich groß und rechnet sich aus $\frac{M_1}{h_1}$, wenn M_1 und h_1 Moment und Trägerhöhe an

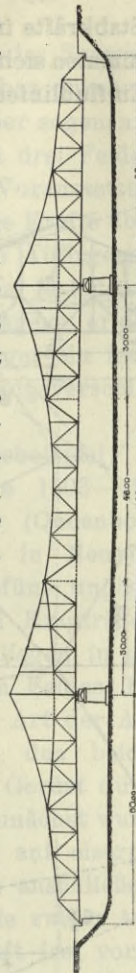


Abb. 521. Straßenbrücke über den Bahnhof Gesundbrunnen bei Berlin.

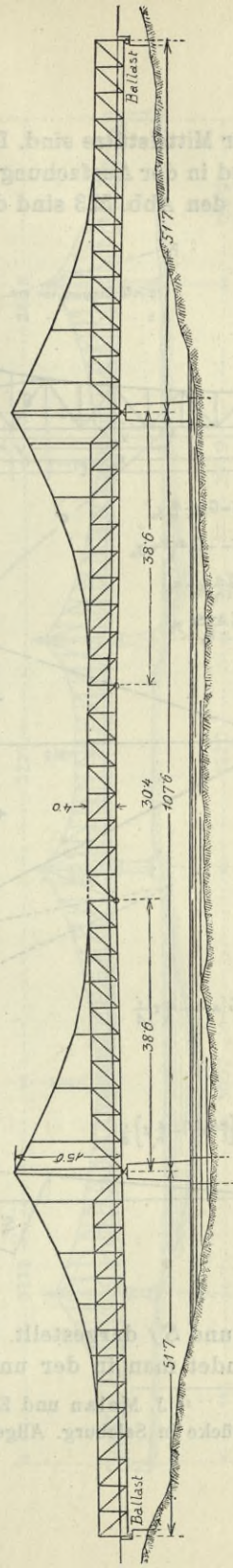


Abb. 522. Straßenbrücke über die Theiß bei Tokaj.

der Mittelstütze sind. Die Stabkräfte in den beiden anderen Gurtungen und in der Ausfachung bestimmen sich dann leicht mit Hilfe der Kraft H . In den Abb. 523 sind die Einflußlinien einiger Stabkräfte (O , U , O' , U' ,

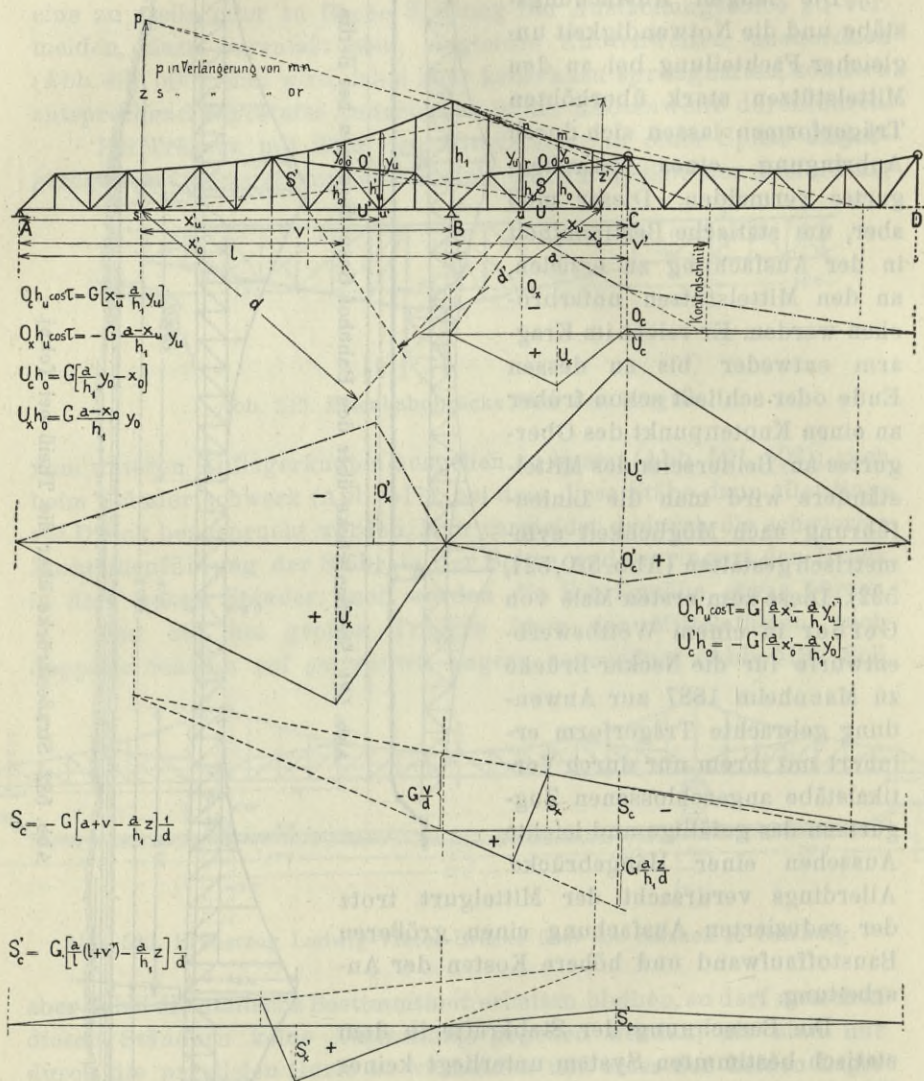


Abb. 523.

S und S') dargestellt. Eine andersartige Darstellung der Einflußlinien findet man in der unten angegebenen Veröffentlichung¹⁾.

¹⁾ J. Melan und Ed. Swoboda. Der Bau der Erzherzog Ludwig-Viktor-Bücke in Salzburg. Allgemeine Bauzeitung 1904, Heft 1.

Werden mit Weglassung des Schwebeträgers die Kragträger unmittelbar durch ein Gelenk verbunden, so entsteht der sogenannte Mittelgelenkbalken, der bei drei Feldern einfach statisch unbestimmt ist. Voraussetzung ist, daß im Gelenk nur lotrechte Kräfte übertragen werden, daß sonach die Auflagerung auf den Pfeilern mittels eines festen und im übrigen mit beweglichen Lagern erfolgt, oder daß, wenn jeder Kragträger ein festes Auflager erhält, das Gelenk längsverschieblich gemacht wird.

Das größte Anwendungsbeispiel für dieses Trägersystem bietet die 1903—1908 erbaute Blackwell-Insel-Brücke (Queenboro-Brücke) über den East-River in Neuyork (Abb. 524). Diese Brücke hat fünf ungleich große Öffnungen, die mit drei Kragträgern überspannt sind; die Gelenke liegen in den Mitten des zweiten und vierten Feldes. Für die Wahl des Systems war die Art der Aufstellung entscheidend, die in den beiden großen Stromöffnungen ohne Gerüst durch freien Vorbau erfolgen sollte. Zunächst wurde der Überbau der Inselöffnung auf eisernen Gerüsten ausgeführt und daran anschließend seine beiden Kragarme mit Hilfe zweier Auslegerkrane von je 65 t Tragkraft frei vorgebaut. Unter der dadurch entlasteten Mittelöffnung konnte dann das Gerüst entfernt und zur Aufstellung der beiden Uferspannweiten verwendet werden. Schließlich wurden auch die seitlichen Kragarme mit Hilfe der erwähnten Krane vorgestreckt und mit den entgegenstehenden Kragarmen im Gelenk vereinigt. Für die Eigenlast kam sonach die Wirkung als statisch bestimmter überhängender Träger zur Geltung, wogegen für die Verkehrslast das Trägersystem zweifach statisch unbestimmt ist.

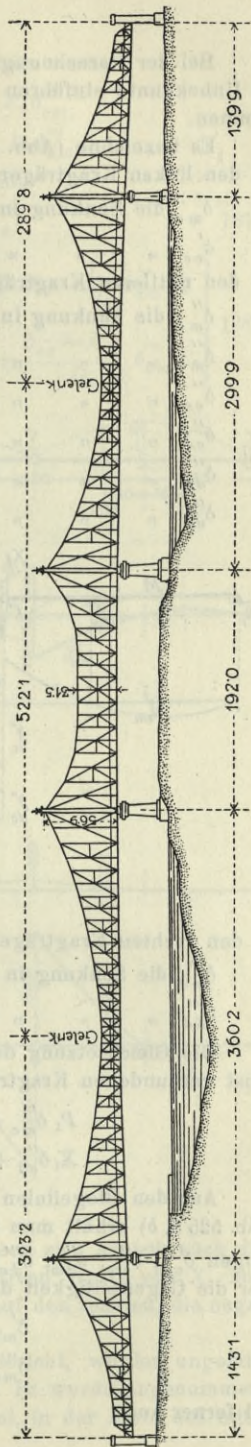


Abb. 524. Blackwell-Insel-Eisenbahnbrücke über den East-River bei Neuyork.

Bei der Berechnung können wir die lotrechten Gelenkdrücke X_1 und X_2 als Unbekannte einführen und aus den Bedingungen für die Formänderung bestimmen.

Es bezeichne (Abb. 525):

für den linken Kragträger

δ'_{mc} die Senkung in C infolge einer beliebig gelegenen Last $P_1 = 1$,

δ'_{cc} " " " " " " " " nach aufwärts gerichteten Kraft $X_1 = 1$

für den mittleren Kragträger

δ''_{mc} die Senkung in C infolge einer Last $P_2 = 1$,

δ''_{md} " " " " " " " " $P_2 = 1$,

δ''_{cc} " " " " " " " " nach abwärts gerichteten Kraft $X_1 = 1$,

δ''_{cd} " " " " " " " " " " " " " " $X_1 = 1$,

δ''_{dc} " " " " " " " " " " " " " " $X_2 = 1$,

δ''_{dd} " " " " " " " " " " " " " " $X_2 = 1$

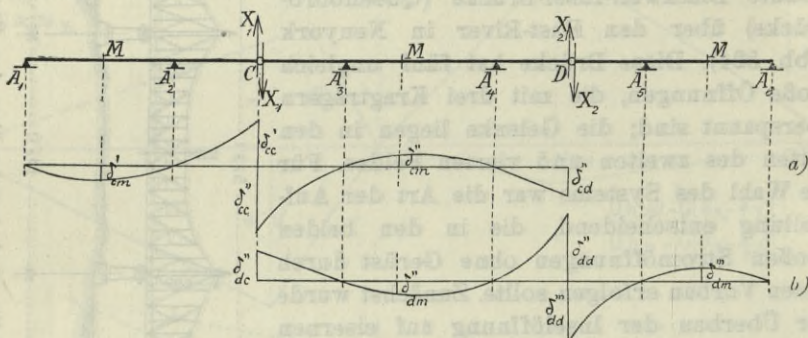


Abb. 525.

für den rechten Kragträger

δ'''_{md} die Senkung in D infolge einer Last $P_3 = 1$,

δ'''_{dd} " " " " " " " " nach abwärts gerichteten Kraft $X_2 = 1$.

Die Gleichsetzung der Senkungen in C , beziehungsweise D , für die daselbst verbundenen Kragträger liefert

$$P_1 \delta'_{mc} + X_1 \delta'_{cc} = X_1 \delta''_{cc} + P_2 \delta''_{mc} + X_2 \delta'_{dc}$$

$$X_1 \delta''_{cd} + P_2 \delta''_{md} + X_2 \delta'_{dd} = X_2 \delta'''_{dd} + P_3 \delta'''_{md}$$

Aus den Biegelinien der drei Träger für die Kräfte $X_1 = 1$ und $X_2 = 1$ (Abb. 525 a, b) erhält man die Senkungen δ'_{cc} , δ''_{cc} , δ'_{dd} und δ'''_{dd} , ferner die Senkungen δ'_{cm} , δ''_{cm} , δ'_{dm} , δ''_{dm} am Orte der Lasten P_1 , P_2 , P_3 . Nach dem Satze über die Gegenseitigkeit der Verschiebungen ist

$$\delta'_{mc} = -\delta'_{cm} \quad \delta''_{mc} = +\delta''_{cm}$$

$$\delta'''_{md} = +\delta'''_{dm} \quad \delta'_{md} = -\delta'_{dm}$$

und ferner auch

$$\delta'_{cd} = -\delta'_{dc}$$

Die obigen Gleichungen können sonach geschrieben werden:

$$X_1 (\delta'_{cc} - \delta''_{cc}) + X_2 \delta''_{cd} = + P_1 \delta'_{cm} + P_2 \delta''_{cm}$$

$$X_1 \delta'_{cd} + X_2 (\delta''_{dd} - \delta'''_{dd}) = + P_2 \delta'_{dm} + P_3 \delta''_{dm}$$

Die Auflösung ergibt mit der Nenner-Determinande

$$D = (\delta'_{cc} - \delta''_{cc}) (\delta''_{dd} - \delta'''_{dd}) - (\delta'_{cd})^2 \dots \dots \dots 137)$$

$$\left. \begin{aligned} X_1 &= \frac{\delta''_{dd} - \delta'''_{dd}}{D} \cdot \delta'_{cm} P_1 + \frac{(\delta''_{dd} - \delta'''_{dd}) \delta'_{cm} - \delta'_{cd} \delta''_{dm}}{D} \cdot P_2 - \frac{\delta'_{cd} \delta''_{dm}}{D} P_3 \\ X_2 &= - \frac{\delta'_{cd} \delta'_{cm}}{D} P_1 + \frac{(\delta'_{cc} - \delta''_{cc}) \delta''_{dm} - \delta'_{cd} \delta''_{cm}}{D} P_2 + \frac{\delta'_{cc} - \delta''_{cc}}{D} \delta''_{dm} P_3 \end{aligned} \right\} 138)$$

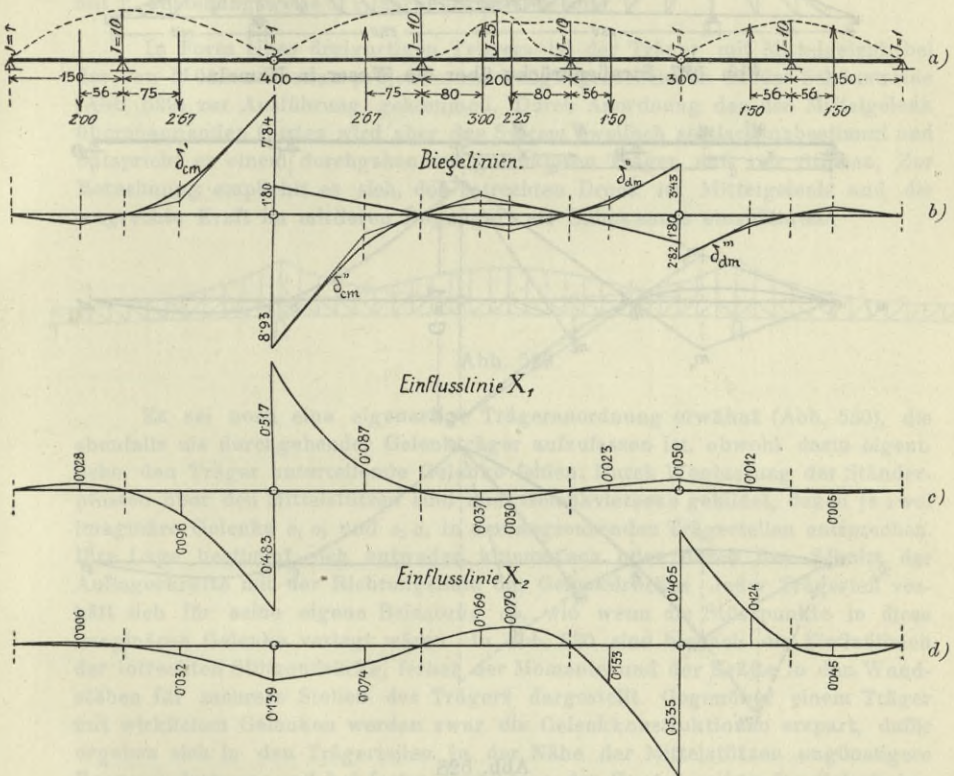


Abb. 526.

Mit Hilfe der Ordinaten der vier Biegelinien lassen sich sonach auch die Einflußlinien von X_1 und X_2 leicht darstellen. Die positiven Werte von X_1 und X_2 entsprechen einem Drucke des linken Kragträgers auf den rechten, die negativen einem Drucke des rechten auf den linken Träger.

Dem Beispiele, auf welches sich die Abb. 526 bezieht, wurden ungefähr die Verhältnisse der Queenboro-Brücke zugrundegelegt. Es wurde angenommen, daß das Trägheitsmoment über den Mittelstützen 10mal, in der Mitte des mitt-

leren Kragträgers 5mal so groß ist, als jenes am Ende der Kragarme. Aus den damit reduzierten Momentenflächen, denen die in Abb. 526 a eingeschriebenen Gewichte entsprechen, wurden die Biegelinien (Abb. 526 b) verzeichnet.

Man findet aus den Senkungsordinaten in den Gelenkpunkten nach Gleichung 137) die Größe $D = 101 \cdot 675$ womit die Gleichungen 138) ergeben

$$X_1 = -0.0615 \delta'_{cm} P_1 - [0.0615 \delta''_{cm} + 0.0177 \delta''_{dm}] P_2 - 0.0177 \delta'''_{dm} P_3$$

$$X_2 = -0.0177 \delta'_{cm} P_1 - [0.1650 \delta''_{dm} + 0.0177 \delta''_{cm}] P_2 - 0.1650 \delta'''_{dm} P_3$$

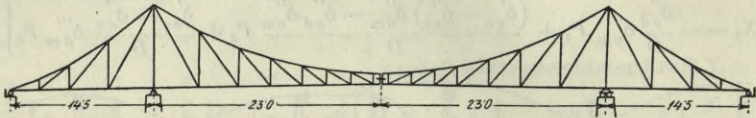


Abb. 527. Straßenbrücke über die Weser in Hameln.

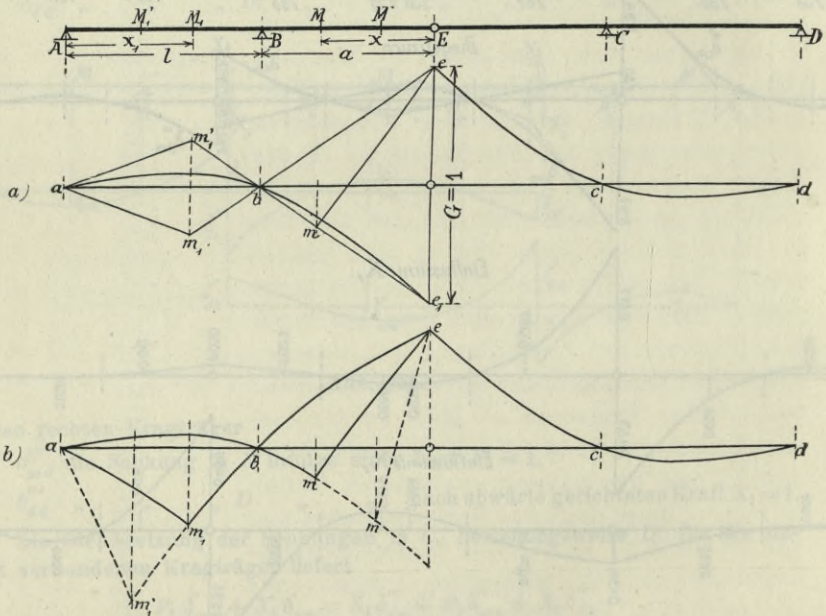


Abb. 528.

Die daraus gerechneten Ordinaten lieferten in den Abb. 526 c und d die Einflußlinien für X_1 und X_2 .

Für den bloß drei Felder überspannenden Mittelgelenkbalken (Abb. 527) wird die Berechnung bedeutend einfacher. Man hat hier bloß die Biegelinien für $X=1$ (bei symmetrischer Anordnung braucht es bloß die Verzeichnung einer Biegelinie) zu bestimmen und geben diese auch schon die Einflußlinie für X (Abb. 528 a). Damit sind dann auch die Einflußlinien der Momente einfach zu erhalten. Es ist nämlich

für einen Querschnitt im Kragarm . . $M = \mathfrak{M} + Xx = \left[\frac{\mathfrak{M}}{x} + X \right] x$

für einen Querschnitt im Seitenfelde $M = \mathfrak{M} + X \frac{a}{l} x_1 = \left[\mathfrak{M} \frac{l}{ax_1} + X \right] \frac{a}{l} x_1$

Darin ist x , beziehungsweise x_1 der Abstand des Querschnittes vom rechten, beziehungsweise linken Ende des Kragträgers. Die Größen $\mathfrak{M} \frac{1}{x}$, beziehungsweise

$\mathfrak{M} \frac{l}{ax_1}$ sind durch die Ordinaten des Linienzuges eme_1 , beziehungsweise $em_1 a m'_1 e_1$ gegeben. Trägt man diese an die X -Linie an, so erhält man die Momenten-Einflußlinien (Abb. 528 b), deren Ordinaten (nach der Krafteinheit gemessen) noch mit x , beziehungsweise $\frac{a}{l} x_1$ zu multiplizieren sind.

In Form eines dreigurtigen Trägers ist der Träger mit Mittelgelenk bei der von Müller-Breslau projektierten Fußgängerbrücke in Nieder-Schöne-weide (Abb. 529) zur Ausführung gekommen. Durch Anordnung des das Mittelgelenk überspannenden Gurtes wird aber das System zweifach statisch unbestimmt und entspricht es einem durchgehenden gelenklosen Träger auf vier Stützen. Zur Berechnung empfiehlt es sich, den lotrechten Druck im Mittelgelenk und die wagrechte Kraft im mittleren Bogengurt als Unbekannte einzuführen.

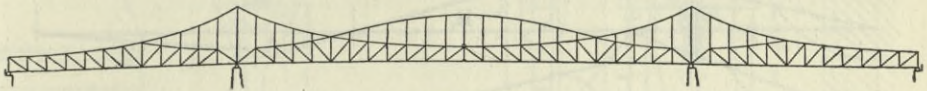


Abb. 529.

Es sei noch eine eigenartige Trägeranordnung erwähnt (Abb. 530), die ebenfalls als durchgehender Gelenkträger aufzufassen ist, obwohl darin eigentliche, den Träger unterteilende Gelenke fehlen. Durch Weglassung der Ständerpfosten über den Mittelstützen sind aber Gelenkvierecke gebildet, denen je zwei imaginäre Gelenke $o_1 o_2$ und $o_3 o_4$ in den angrenzenden Trägerteilen entsprechen. Ihre Lage bestimmt sich entweder kinematisch oder durch den Schnitt der Auflagerkräfte mit der Richtungslinie des Gelenkdruckes. Jeder Trägerteil verhält sich für seine eigene Belastung so, wie wenn die Stützpunkte in diese imaginären Gelenke verlegt wären. In Abb. 530 sind hienach die Einflußlinien der lotrechten Stützendrücke, ferner der Momente und der Kräfte in den Wandstäben für mehrere Stellen des Trägers dargestellt. Gegenüber einem Träger mit wirklichen Gelenken werden zwar die Gelenkkonstruktionen erspart, dafür ergeben sich in den Trägerteilen in der Nähe der Mittelstützen ungünstigere Beanspruchungen, und bei fester Ausbildung der Knotenpunkte des Gelenkviereckes ist es nicht ausgeschlossen, daß in dessen Stäben große Nebenspannungen auftreten.

Die Endauflager der durchgehenden Träger, in denen sich bei ungünstiger Belastung negative Auflagerdrücke ergeben würden, sind gegen das Abheben zu sichern. Es ist dies besonders wichtig bei Gelenkträgern, da bei diesen sonst die Stabilität gefährdet wäre. Man verhindert das Abheben durch eine lotrechte Verankerung oder

durch einen am Kragträgerende angebrachten Ballast oder durch beides. Das Ballastgewicht und die Verankerung sind derart zu bemessen, daß auch bei einer auf das mindestens Zweifache gesteigerten Verkehrslast die Stabilität noch gesichert ist.

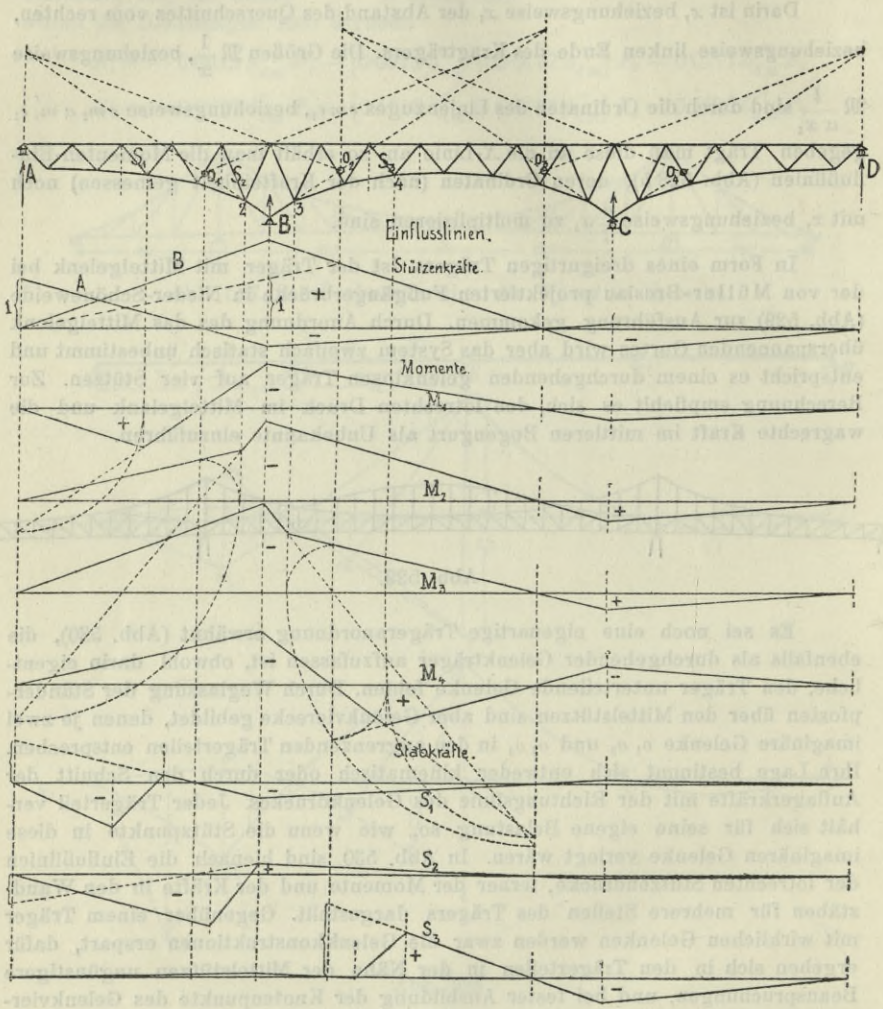


Abb. 530.

Die Ausbildung der verankerten Lager wurde bei den Lagerkonstruktionen (Bd. III, 1. Teil, S. 405) besprochen. Ein Beispiel einer Anordnung, bei der die Verankerung am Endquerträger angreift, gibt Abb. 531.

Der Ballast wird in der Regel unter der Fahrbahn und in

möglichster Nähe des Endauflagers untergebracht. In der Mehrzahl der Fälle genügt eine schwerere Ausbildung der Fahrbahn in den

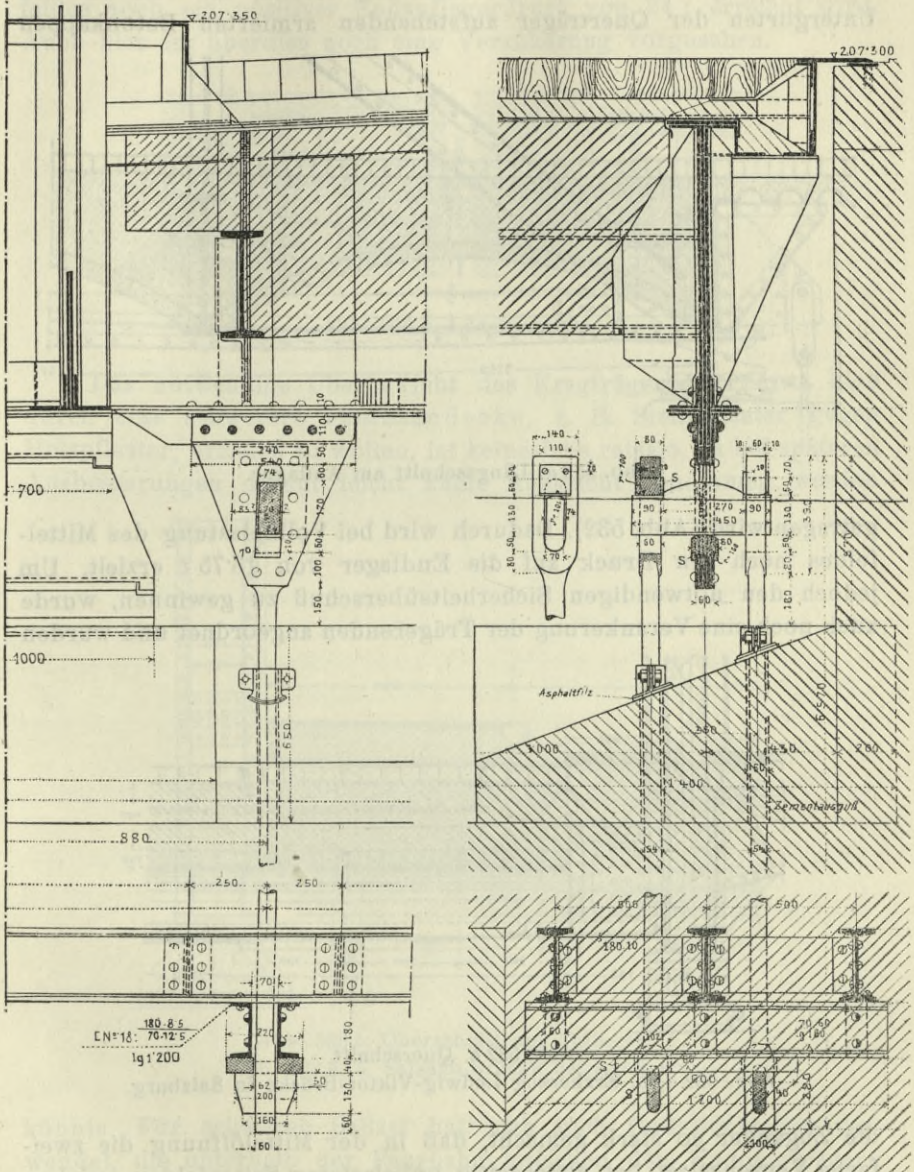


Abb. 531. Straßenbrücke in Krakau, Verankerung. (K. k. österr. Arbeitsministerium.)

letzten Fachweiten des Kragträgers, z. B. in der Art, daß anstatt einer eisernen Fahrbahntafel eine schwere Betontafel oder eine volle

Betonfüllung zwischen den Querträgern gegeben wird. Bei der Brücke, Abb. 520, wurde der Zores-Eisenbelag in den vier letzten Fachweiten der Kragträger durch eine Betonfüllung ersetzt, die von auf den Untergurten der Querträger aufstehenden armierten Betonkappen

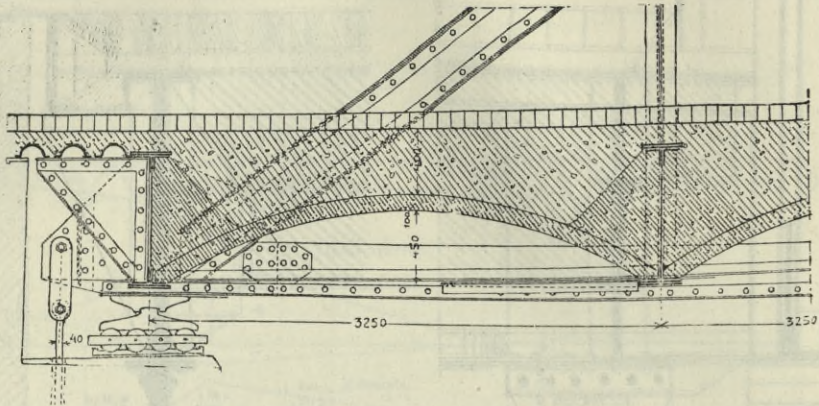


Abb. 532 a. Längsschnitt am Auflager.

getragen wird (Abb. 532). Dadurch wird bei Vollbelastung des Mittel-feldes noch ein Druck auf die Endlager von $13\cdot75 t$ erzielt. Um jedoch den notwendigen Sicherheitsüberschuß zu gewinnen, wurde auch noch eine Verankerung der Trägerenden angeordnet und wurden

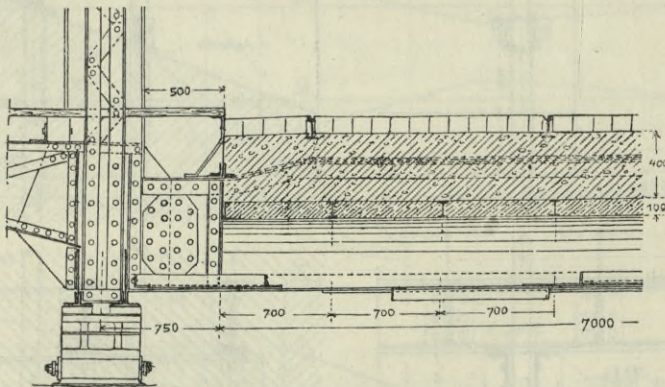


Abb. 532 b. Querschnitt.

Abb. 532 a, b. Erzherzog Ludwig-Viktor-Brücke in Salzburg.

die Zuganker so stark gemacht, daß in der Mittelöffnung die zwei-fache Verkehrslast bei gleichzeitig unbelasteten Seitenfeldern wirken könnte. Es berechnet sich alsdann der Zug in diesen Anker mit $26\cdot91 - 13\cdot75 = 13\cdot16 t$. In ähnlicher Weise ist auch bei der Salzach-Brücke bei Laufen ein solcher Ballast in Form eines von Längs-

trägern getragenen Betonklotz zwischen den Querträgern des letzten Faches angebracht (Abb. 533), wodurch bei Vollbelastung des Mittelfeldes noch ein positiver Endauflagerdruck von 24 t erreicht wird. Auch hier ist überdies noch eine Verankerung vorgesehen.

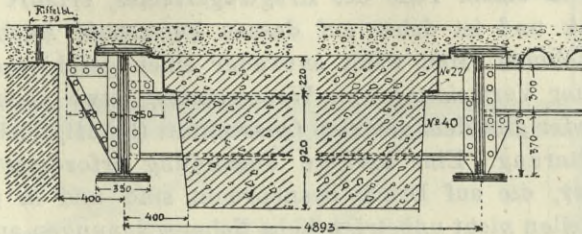


Abb. 533 a. Längsschnitt.

Das notwendige Übergewicht des Kragträgers etwa bloß durch eine schwerere Fahrbahndecke, z. B. Steinpflaster gegen Holzpflaster, erzielen zu wollen, ist keinesfalls ratsam, da bei späteren Ausbesserungen darauf leicht keine Rücksicht genommen werden

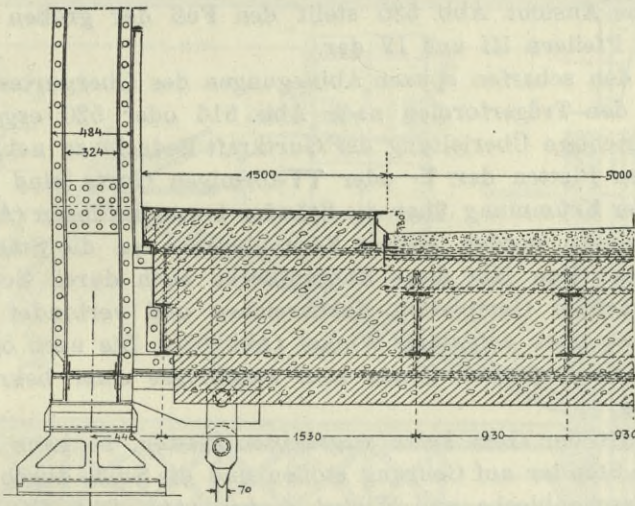


Abb. 533 b. Querschnitt am Auflager.

Abb. 533 a, b. Salzach-Brücke bei Lauffen.

könnte. Für schweren Ballast hat man auch Gußeisenbarren verwendet, die unterhalb der Fahrbahn zwischen den Endquerträgern eingebaut werden (Franz-Joseph-Brücke in Budapest, Abb. 497, Ballastgewicht an jedem Brückenende 609 t). Bei der Firth of Forth-Brücke füllen die als Ballast dienenden Gußeisenbarren einen Blechkasten, mit dem das ganze Endportal der Brücke umkleidet ist.

Für die Ausbildung der Stabquerschnitte und der Knotenpunkte der durchgehenden Fachwerksträger gilt das bei den einfachen Balkenträgern darüber in §§ 27—29 Gesagte. Über den Mittelstützen, bei Auslegerträgern in der ganzen Länge des Kragarmes und in einem Teile des Kragträgerfeldes, erfährt der Untergurt Druck und ist daher auf dessen knicksteife Ausbildung Bedacht zu nehmen. Man wählt entweder einen geschlossenen Querschnitt unter Vermeidung von Wassersäcken, etwa nach Abb. 396, Bd. III, 1, oder gibt dem geteilten Querschnitt (Bd. III, 1, Abb. 392, 400) eine Vergitterung. Eine kräftige Ausbildung erfordern die hohen Mittelständer, die auf Druck beansprucht sind und in ihren Endknoten zuweilen nicht unbeträchtliche Nebenspannungen aufzunehmen haben. Man gibt ihnen bei einsteigigen Gurtungen kreuzförmigen Querschnitt, bei doppelstegigen Gurtungen Kastenquerschnitt mit seitlicher Vergitterung. Träger von großen Abmessungen verlangen, um nicht den Eindruck der Schwächlichkeit hervorzurufen, entsprechend breite Pfeilerständer. Sehr befriedigend wirken die Doppelständer der in Abb. 501 dargestellten Brücke¹⁾. Die Abb. 534 gibt davon eine Ansicht. Abb. 535 stellt den Fuß der großen Pylonen über den Pfeilern III und IV dar.

Bei den scharfen spitzen Abbiegungen des Obergurtes, wie sie sich bei den Trägerformen nach Abb. 516 oder 520 ergeben, ist auf eine richtige Überleitung der Gurtkraft Bedacht zu nehmen. Die wagrechten Platten der T- oder TT-förmigen Gurte sind in nicht zu scharfer Krümmung über die Ständer hinwegzuführen (Abb. 536). Die Stehbleche werden mittels Knotenblechen an die Ständer angeschlossen. Man läßt diese Knotenbleche auch durch Schlitze in den wagrechten Gurtplatten durchreichen und verbindet sie mit ihnen durch oben aufgelegte Winkel (Abb. 538). Die nach oben verlängerten Knotenbleche dienen zum Anschlusse einer bekrönenden Verzierung.

Enthält der Gurt keine wagrechten Platten, so kann man ihn über dem Ständer auf Gehrung stoßen und die Stöße durch Knotenbleche, Laschenbleche und Winkel decken (Abb. 540). Die Verwendung scharf abgebogener Winkel ist aber nicht empfehlenswert.

Im unteren Knotenpunkt des Mittelständers wird entweder der Untergurt durchgeführt und auf das Lager gesetzt, der Ständer

¹⁾ Eine eingehende Veröffentlichung über diese Brücke, welche auch Angaben über die nicht einfache Berechnung der als Steifrahmen aufgefaßten Doppelständer enthält, gibt: W. Dietz, Die Straßenbrücke zwischen Ruhrort und Homberg, in Zeitschr. d. Ver. Deutscher Ingenieure 1907, S. 725, der auch die Abb. 534 und 535 entnommen sind.

die Ständerkraft die Gurtstabkräfte beträchtlich überwiegt oder wenn der Untergurt im Auflagerknoten eine Spitze bildet.

Bei den Trägern mit Mittelgurt (Abb. 520—522) ergibt sich an der Stelle, wo die beiden Gurte unter einem spitzen Winkel zu-

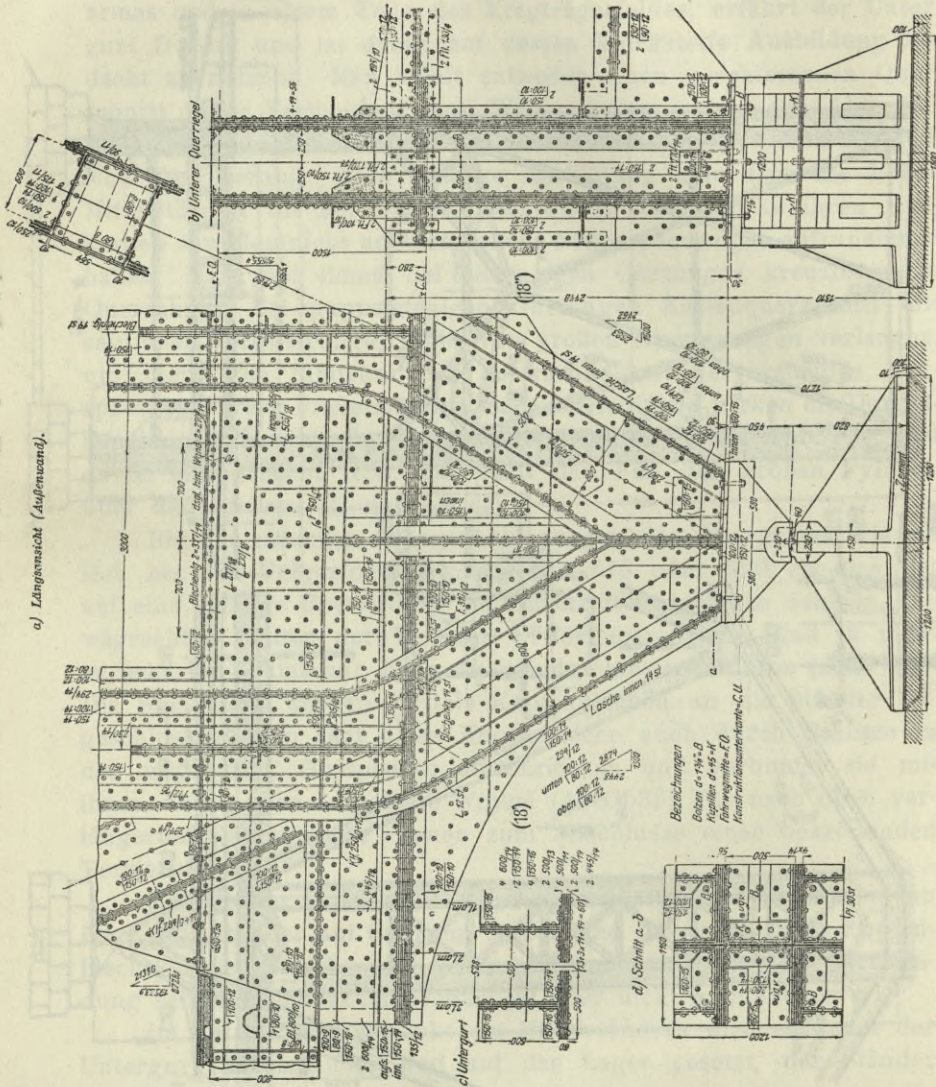


Abb. 535. Fuß des Pfeilerständers der Ruhrort-Homburger-Brücke.

sammenlaufen, ein etwas schwierigerer Knotenpunkt, dessen Ausbildung erleichtert ist, wenn die Gurte unter Weglassung wagrechter Platten in der Hauptsache aus senkrechten Blechen bestehen, die an Knotenbleche angeschlossen werden können.

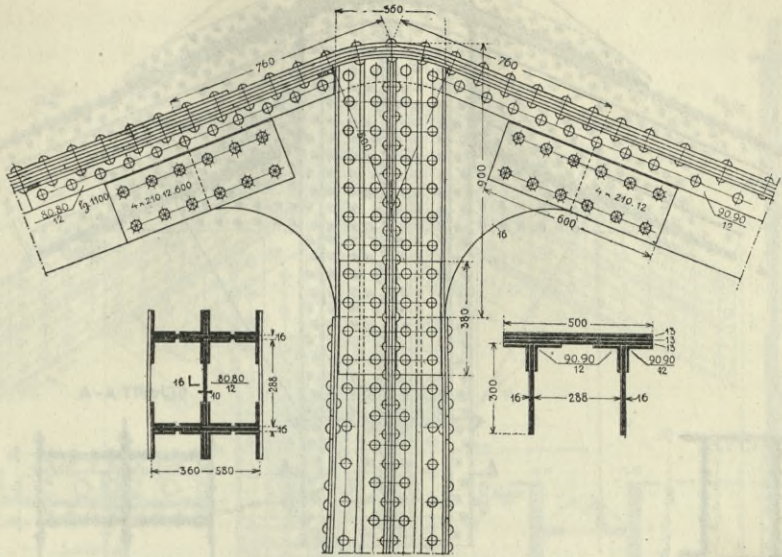


Abb. 536. Kopf des Pfeilerständers.

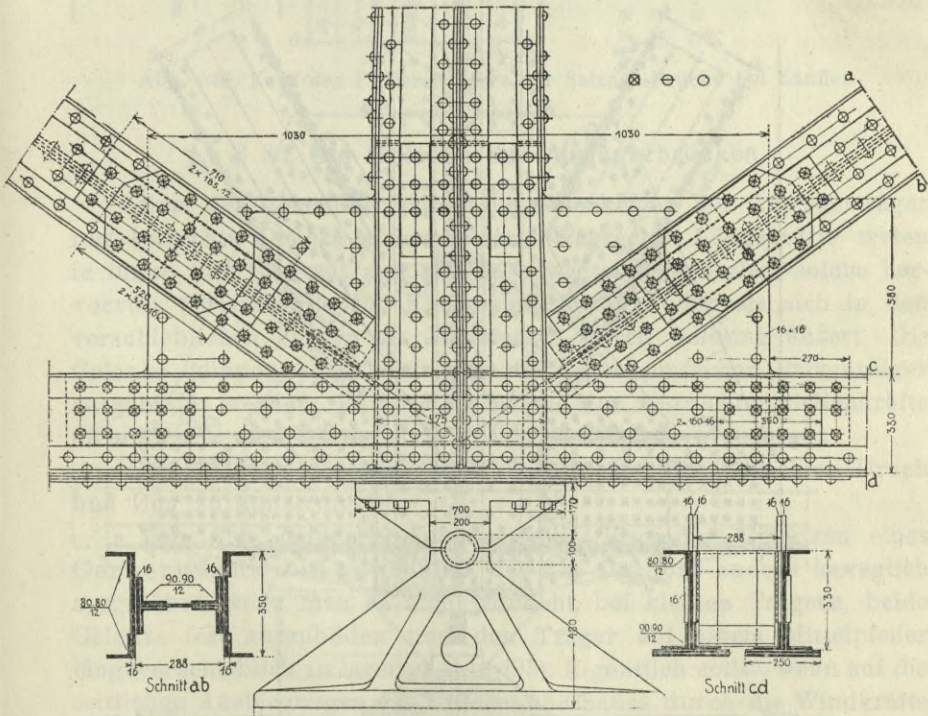


Abb. 537. Auflagerung auf dem Mittelpfeiler.
Erzherzog Ludwig-Viktor-Brücke über die Salzach in Salzburg.

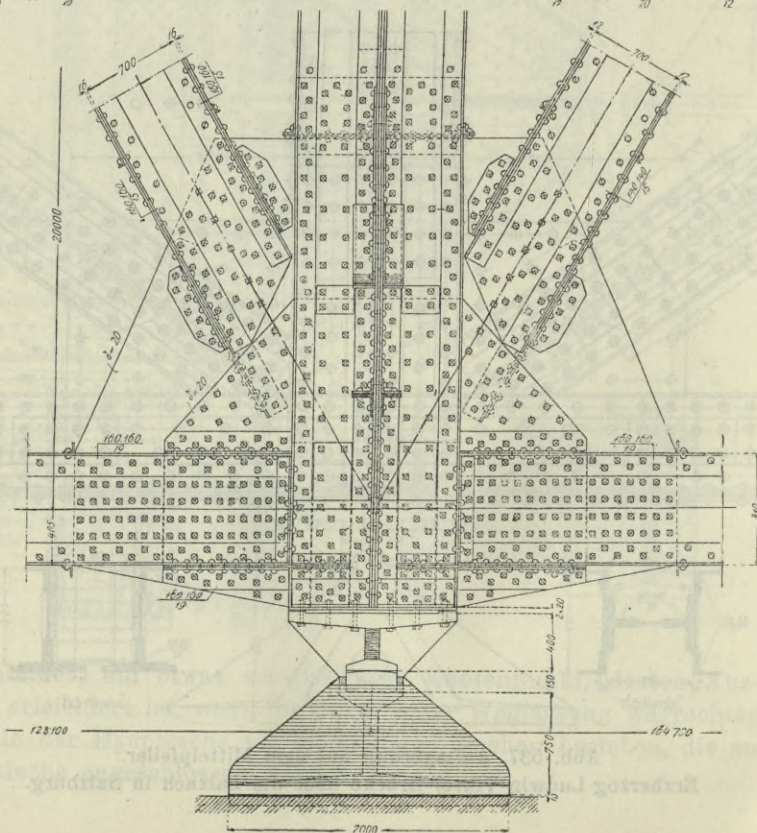
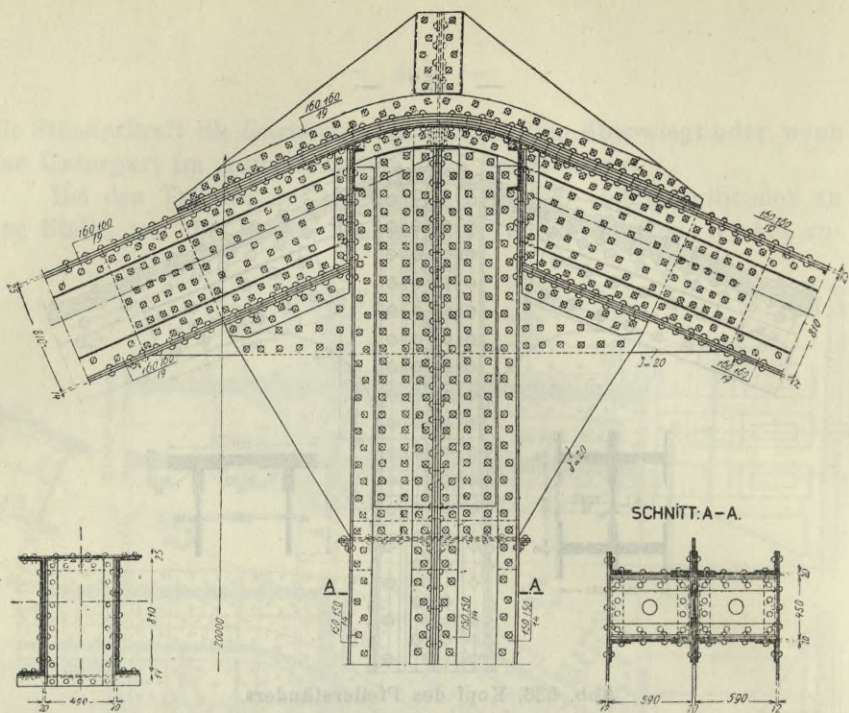


Abb. 538 und 539. Pfeilerständer der Hoangho-Brücke.

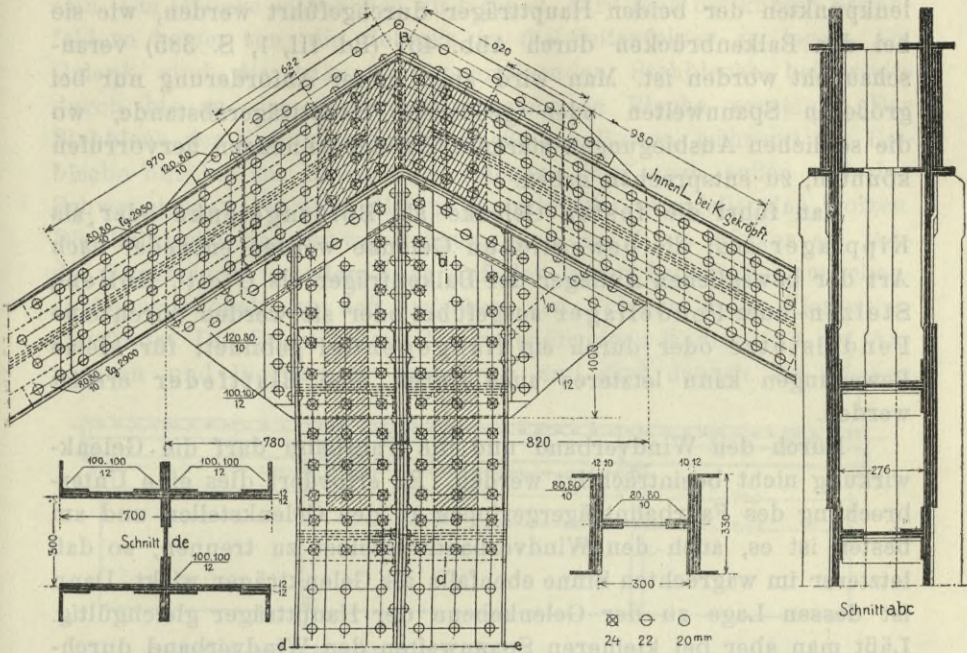


Abb. 540. Kopf des Pfeilerständers der Salzach-Brücke bei Lauffen.

§ 33. Die Gelenke der Auslegerbrücken.

Von der Belastung haben die Gelenklager der Auslegerträger nur lotrechte Drücke aufzunehmen. Wagrechte Längskräfte treten in ihnen nur insoweit auf, als die bewegte Verkehrslast solche hervorruft (Bremskräfte bei Eisenbahnbrücken), oder als sich in den verschieblichen Lagern ein Widerstand durch Reibung äußert. Die Gelenke können sonach so wie die Lager einfacher Balkenträger ausgebildet werden. Für die Aufnahme der wagrechten Seitenkräfte (Winddruck etc.) ist dabei in geeigneter Weise vorzusorgen.

Die Gelenke der Mittelgelenkbalken sind für lotrechten Druck und Zug zu konstruieren.

Von den beiden in einem Felde liegenden Gelenken eines Gerberträgers wird gewöhnlich das eine fest, das andere beweglich ausgeführt, wenn man es nicht vorzieht, bei kleinen Trägern, beide Gelenke fest auszubilden und den Träger auf einem Mittelpfeiler längsverschieblich zu lagern (Abb. 493). Eigentlich sollte, wenn auf die seitlichen Ausbiegungen des Brückenüberbaues durch die Windkräfte Rücksicht genommen wird und dabei keine Längskräfte in den Gelenken übertragen werden sollen, jene Auflagerung in den vier Ge-

lenkpunkten der beiden Hauptträger durchgeführt werden, wie sie bei den Balkenbrücken durch Abb. 451 (Bd. III, 1, S. 385) veranschaulicht worden ist. Man wird aber dieser Anforderung nur bei größeren Spannweiten oder größerem Hauptträgerabstände, wo die seitlichen Ausbiegungen stärkere Zwängspannungen hervorrufen könnten, zu entsprechen haben.

Man führt die festen Gelenke als Bolzengelenke oder als Kipplager aus; die beweglichen Gelenke werden entweder nach Art der beweglichen Auflager der Balkenträger als Gleit-, Rollen-, Stelzen- oder Pendellager ausgeführt oder sie werden durch eine Pendelstütze oder durch ein Hängependel gebildet; für kleine Bewegungen kann letzteres auch durch eine Blattfeder ersetzt werden.

Durch den Windverband und die Fahrbahn darf die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigt werden. Es erfordert dies eine Unterbrechung des Fahrbahnträgergerippes an den Gelenkstellen und am besten ist es, auch den Windverband daselbst zu trennen, so daß letzterer im wagrechten Sinne ebenfalls als Gelenkträger wirkt. Dann ist dessen Lage zu der Gelenkebene der Hauptträger gleichgültig. Läßt man aber bei kleineren Spannweiten den Windverband durchgehen, so muß bei festen Gelenken seine Ebene durch die Gelenkachsen gehen und es sind seine Gurte daselbst als ein horizontales Blattgelenk auszubilden. Wird der durchgehende Windverband nicht in die Ebene der Gelenke gelegt, so müssen sämtliche Gelenke eine Längsbeweglichkeit zulassen. Der durchgehende Windverband erfordert, daß auch die Auflager der Hauptträger auf den Pfeilern mit Ausnahme eines einzigen beweglich ausgeführt werden. Das gleiche wie für den Windverband gilt auch für eine durchgehende steife Fahrbahntafel (Buckelplatten oder Flachbleche).

Die Ausbildung der Gelenke und ihre Lage, ob an den Gurtungen der Hauptträger oder in der Wandung, richtet sich auch danach, ob der Schwebeträger über oder in den Kragträger gelagert wird. Im allgemeinen wird man unschöne Absätze in den Umrißlinien der Träger vermeiden.

Blechträger werden im Stege mittels Bolzen oder kleiner Kipplager gelagert. Abb. 542 zeigt ein Bolzengelenk für den Träger der in Abb. 541 dargestellten Eisenbahnüberführung. Die Mittelstützen sind Pendelsäulen, das eine Endlager ist fest, das andere beweglich. Die Gelenke konnten sonach als feste Bolzengelenke ausgebildet werden; sie liegen im Mittelfelde nahe den Stützen (in 0,5 m Abstand), um in den Endlagern keine negativen Stützenkräfte auftreten zu lassen, doch wird hier zur Sicherheit eine Verankerung anzubringen

sein. Um letztere entbehrlich zu machen, wird man bei kurzen Seitenfeldern besser tun, die Gelenke in die Seitenfelder zu legen. Am Gelenk sind die hakenförmig endigenden Stehbleche beiderseits durch bis zu den Gurtwinkeln reichende Bleche verstärkt. Das Stehblech des Kragträgers umschließt den Bolzen, während die Beibleche nur bis zur Bolzenmitte reichen. Zwei nach außen auf den Schwebeträger genietete Bleche umschließen ebenfalls den Bolzen. Die Beibleche des Schwebeträgers sind um 1 mm stärker als jene des Kragträgers, werden aber auf der freien Innenseite um ebensoviel abgehobelt, so daß zwischen den Trägern keine Klemmung stattfindet. Die Querschnitte der hakenförmigen Enden sind auf Abscheren und Biegung zu berechnen und sind danach die Stärken

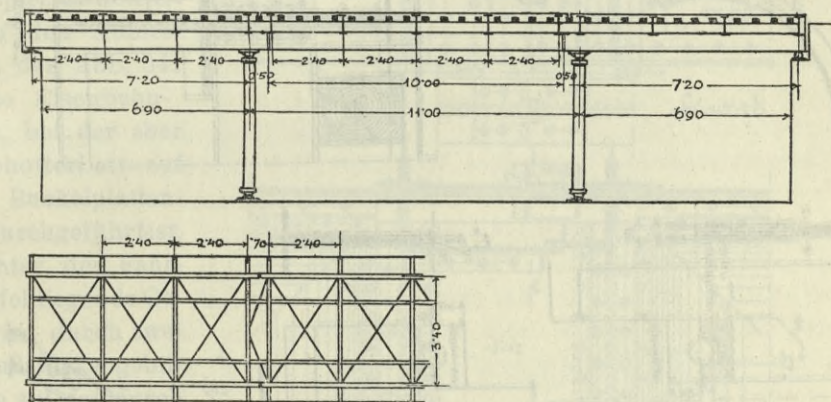


Abb. 541.

der Beibleche zu bemessen. Der Bolzendurchmesser rechnet sich nach den dafür (Bd. III, 1, S. 204) angegebenen Regeln. Der auf einer Seite mit einem Bund versehene Bolzen wird durch einen Splint gesichert. Das Gelenk liegt genau in der Ebene des an der Unterseite der Querträger angeschlossenen Windverbandes; dieser konnte sonach durchgehend angeordnet werden, was durch das wagrechte, in der Bolzenachse liegende, an die beiderseitigen Querträger und an den Hauptträger angeschlossene Blech erzielt ist. Die wagrechten Kräfte des Windverbandes übertragen sich auf den über den Pendelsäulen liegenden Querträger. Die Säulen müssen dabei gegenseitig verstrebt oder als Portalrahmen ausgeführt werden, wenn nicht die Windverstrebung bloß an den Enden festgehalten angenommen, dann aber ohne Zwischenstützen für die ganze Stützweite (25,4 m) berechnet wird. Die kurzen Schwellenträger zwischen den beiden am Gelenk liegenden Querträgern sind nur auf einer Seite

fest angenietet; auf der Seite des Schwebeträgers liegen sie auf den Querträgerflansch frei auf und sind durch Schraubenbolzen in Langlöchern gehalten.

Anstatt der Bolzengelenke sind kleine Gleit-Kipplager anzuordnen, wenn der durchgehende Windverband oder die Fahrbahnplatte nicht in Gelenkhöhe liegt. Abb. 543 gibt dafür ein Beispiel. Es betrifft eine in den Abmessungen der Abb. 541 gleiche Eisenbahnbrücke, bei der aber das Schotterbett auf einem Buckelplattenbelagdurchgeführt ist. Das unter der Fahrbahnplatte liegende Gelenk wird durch zwei Stahlgußstücke gebildet, die auf den durch Bleche und C-Eisen verstärkten Trägerstegen aufsitzen. Die Eingriffe des Steges sichern sie gegen Verschiebungen nach der Längs- und Querrichtung. Der Raum zwischen den beiden 70 cm abstehenden Querträgern ist mit einem 12 mm Flachblech überdeckt, unter dem die Fahrbahnlängsträger wegge-

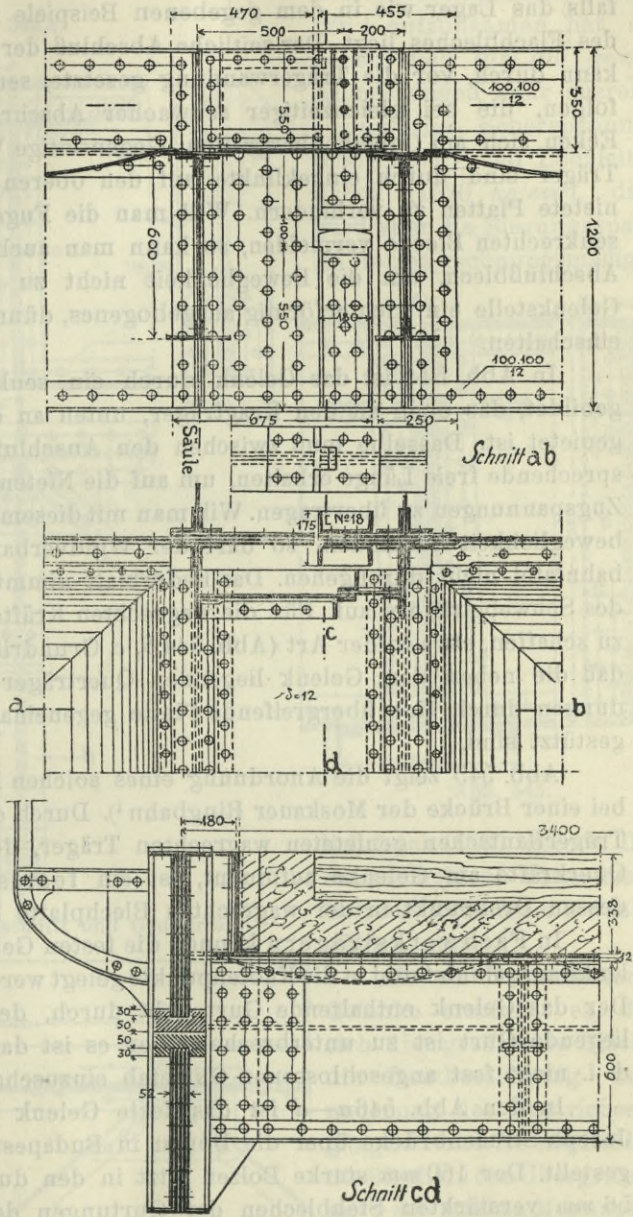


Abb. 543.

lassen sind. Windverband ist hier wegen der durchgehenden Fahrbahnplatte keiner vorhanden. Der Drehpunkt bei der Durchbiegung

liegt in dem Flachbleche, und die Stützung erfolgt in dem Kipp-
lager, in dem dabei allerdings eine kleine Gleitung eintreten muß,
falls das Lager wie in dem gegebenen Beispiele nicht in der Ebene
des Flachbleches liegt. Der seitliche Abschluß der Bettung am Gelenk
kann durch, vor die Trägerwandung gesetzte, senkrechte Bleche er-
folgen, die bei gleichzeitiger schwacher Abschrägung der unteren
Ecken sich am Gelenk übergreifen. Gegenseitige Verschiebungen der
Träger sind durch eingeklinkte auf den oberen Trägerflantsch ge-
nietete Platten zu verhindern. Will man die Fuge am Übergriff der
senkrechten Bleche vermeiden, so kann man auch in das senkrechte
Abschlußblech, um die Beweglichkeit nicht zu behindern, an der
Gelenkstelle ein trichterförmig ausgebogenes, dünnes federndes Blech
einschalten.

In Abb. 544 ist das Gelenk durch ein senkrechtes Federblatt
gebildet, das oben an den Kragträger, unten an den Schwebeträger
genietet ist. Dasselbe muß zwischen den Anschlußpunkten eine ent-
sprechende freie Länge erhalten, um auf die Niete keine ungünstigen
Zugspannungen zu übertragen. Will man mit diesem Gelenk eine Längs-
beweglichkeit verbinden, so darf der Windverband oder die Fahr-
bahntafel nicht durchgehen. Das Federblatt nimmt den Stützendruck
des Schwebeträgers auf. Für die wagrechten Kräfte ist eine Stützung
zu schaffen, etwa in der Art (Abb. 544 *b, c*, Grundriß und Querschnitt),
daß die neben dem Gelenk liegenden Querträger oder Querverbin-
dungen durch eine übergreifende Platte gegeneinander wagrecht ab-
gestützt sind.

Abb. 545 zeigt die Anordnung eines solchen Federblattgelenkes
bei einer Brücke der Moskauer Ringbahn¹⁾. Durch den an die unteren
Trägerflantschen genieteten wagrechten Träger, der die Längs- und
Querkräfte am Gelenke aufnimmt, ist ein festes Gelenk gebildet,
dessen Drehpunkt in der wagrechten Blechplatte liegt.

In Fachwerksträgern können die festen Gelenke als Bolzenge-
lenke ausgebildet und in die Knotenpunkte gelegt werden (Abb. 497, 519).
Der das Gelenk enthaltende Gurt geht durch, der ihm gegenüber-
liegende Gurt ist zu unterbrechen oder es ist daselbst ein blinder,
d. i. nicht fest angeschlossener Gurtstab einzuschalten.

In den Abb. 546 *a—d* ist das feste Gelenk der Kaiser Franz-
Joseph-Straßenbrücke über die Donau in Budapest (Abb. 497) dar-
gestellt. Der 160 mm starke Bolzen sitzt in den durch Beibleche auf
56 mm verstärkten Stehblechen der Gurtungen der beiden Träger-
teile, die ineinander eingeschoben sind. In der Übergriffsfläche sind

¹⁾ „Der Eisenbau“ 1911, S. 347.

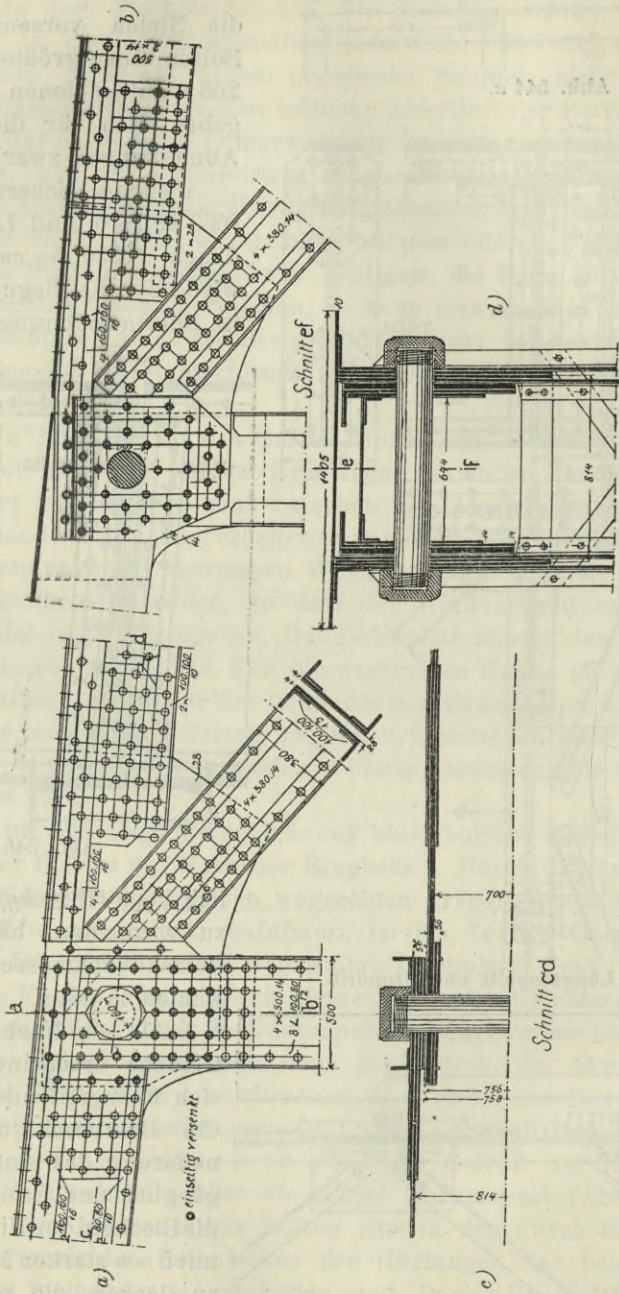


Abb. 546. Kaiser Franz-Joseph-Brücke in Budapest. Festes Gelenk.

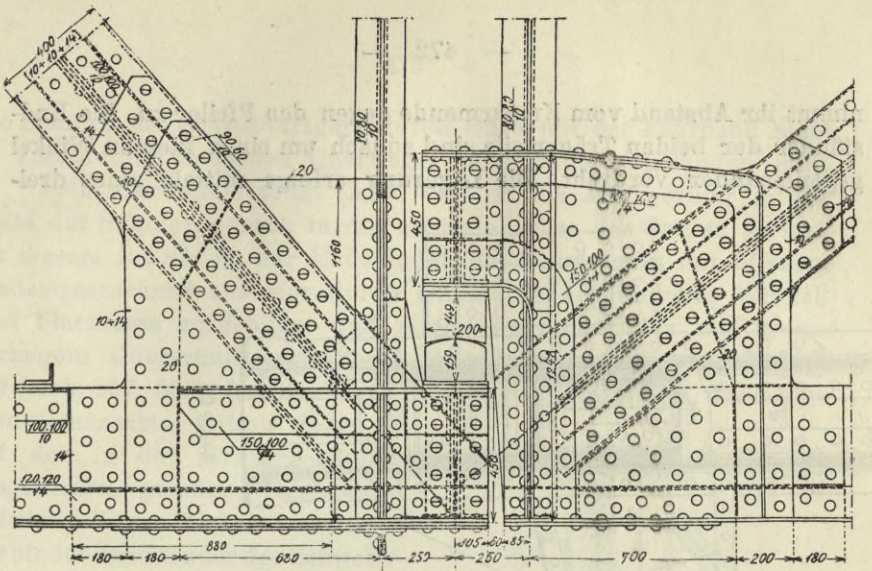


Abb. 552.

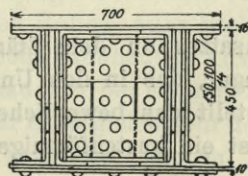
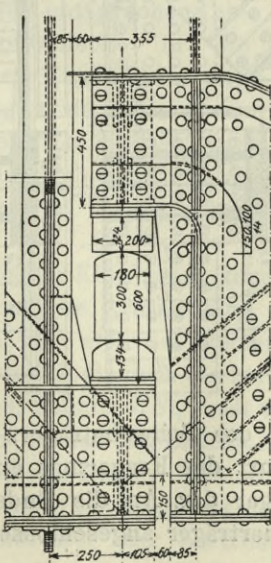
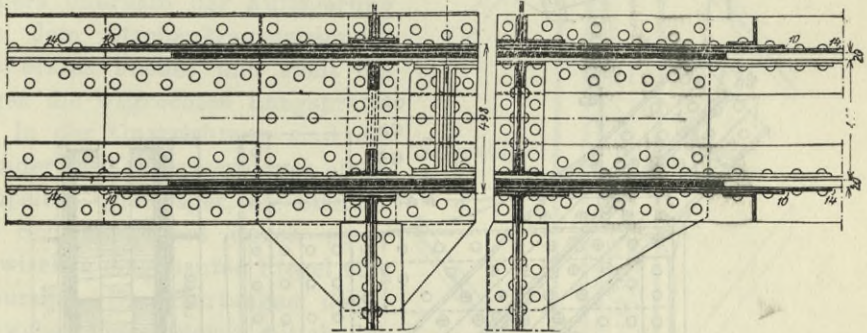


Abb. 553.

die Ständer des Schwebeträgers durch einen mit der Fahrbahn nicht in Verbindung stehenden Querriegel miteinander verbunden sind.

Beim Cerwena-Viadukt (Abb. 496) ist die Auflagerung in die Mitte der Ständer, sonach in die neutrale Achse der Träger verlegt. Zu diesem Behufe ist der Endständer des Kragträgers mit offenem Kastenquerschnitt aus vier durch Gitterwerk verbundenen Winkel- und Flacheisen ausgebildet und nimmt im Innern den mit kreuzförmigem Querschnitt gestalteten Endständer des Schwebeträgers auf (Abb. 557, 558). Letzterer hat in seiner oberen Hälfte dreieckige Konsolenansätze, mittels deren er auf der in den Kragarmständer eingebauten, geteilten Lagerplatte aufsitzt. Ein Winkelleisen-Riegel verbindet den Ständer des Schwebeträgers oberhalb der Auflagerung mit dem Strebenkreuzungspunkt des ersten Faches und steift ihn gegen die wagrechten Längskräfte ab. In der Querrichtung sind die Ständer des Kragarmes durch einen doppelten Querträger, die Ständer des Schwebeträgers durch einen dazwischen eingebauten Riegel verbunden. Die Gurtungen des Schwebeträgers reichen mittels der eingeneteten und entsprechend abgesteiften Knotenbleche in die Kastengurte des Kragträgers und legen sich gegen den Zwischenraum ausfüllende Gußplatten, wodurch die Windstrebenkräfte des Schwebeträgers zur Übertragung kommen (Abb. 558, Schnitt *CD* und *EF*).

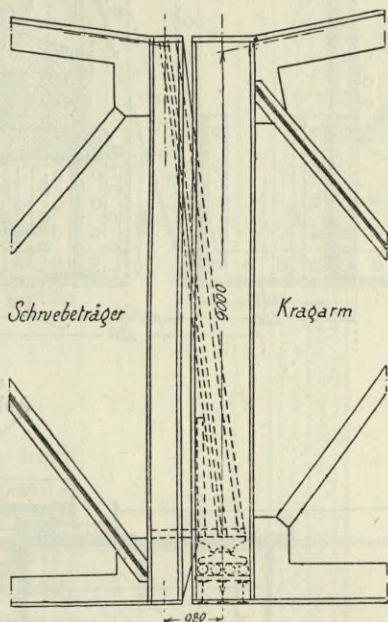
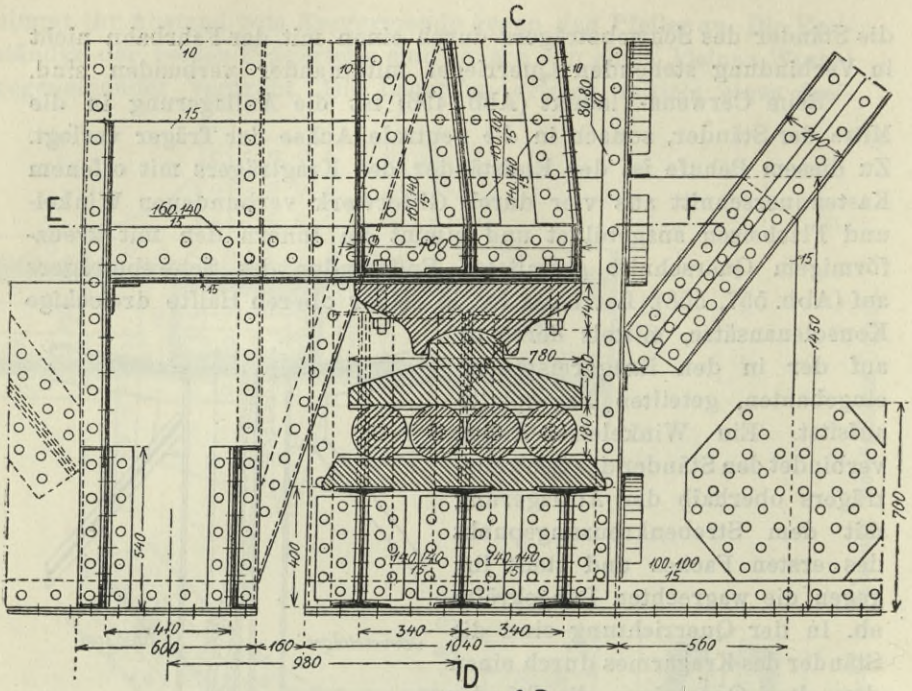
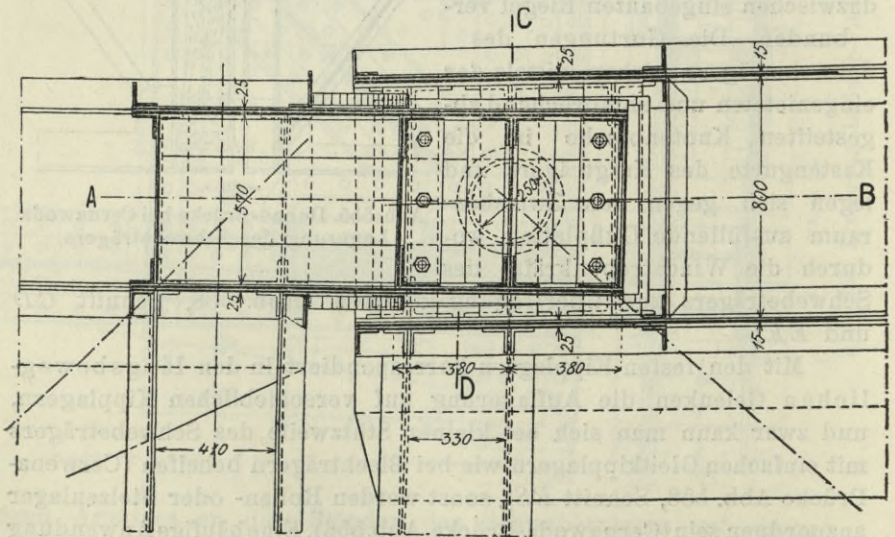


Abb 555. Donau-Brücke bei Cernawoda.
Lagerung des Schwebeträgers.

Mit den festen Kipplagern korrespondiert in den längsbeweglichen Gelenken die Auflagerung auf verschieblichen Kipplagern, und zwar kann man sich bei kleiner Stützweite des Schwebeträgers mit einfachen Gleitkipplagern wie bei Blechträgern behelfen (Cerwena-Brücke Abb. 558, Schnitt *RS*), sonst werden Rollen- oder Stelzenlager anzuordnen sein (Cernawoda-Brücke, Abb. 556). Eine häufige Anwendung findet das Einstelzen-Lager, doch wird man nur bei kleinem Stützendruck die Stelze als Walzenssegment mit einer Höhe gleich dem doppelten Krümmungshalbmesser der Stützfläche ausbilden können, da für

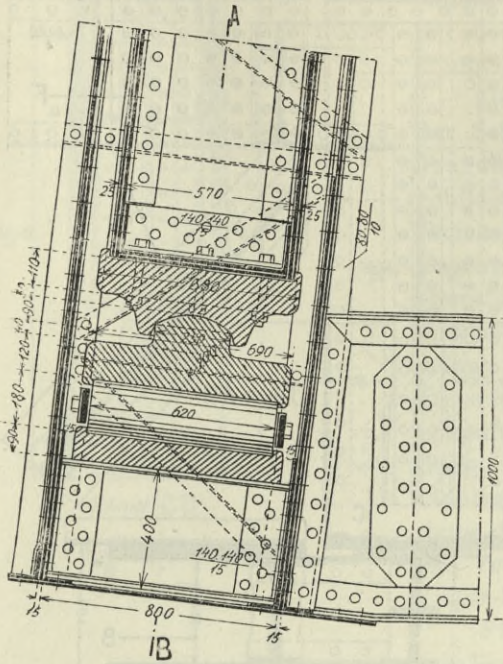


Schnitt AB
Abb. 556 a.



Schnitt EF
Abb. 556 b.

Abb. 556. Donau-Brücke bei Cernawoda.



Schnitt CD
Abb. 556 c.

größeren Druck diese Stelzen zu hoch werden und besser durch Stützpendel zu ersetzen sind. Man behilft sich meist mit einer gekürzten Stelze nach Kübler oder Haberkalt (siehe Bd. III, 1, S. 402), bei der allerdings die Längsverschiebung mit kleinen Gleitbewegungen und mit einer wenn auch geringen Änderung der Höhenlage des Trägersauflagers verbunden ist, daher nicht ganz widerstandslos vor sich gehen kann. Beispiele für solche Stelzenauflager geben die Abb. 553, 554 und 559. Letztere Abbildung bezieht sich auf die Brücke in Leitmeritz, deren Schema Abb. 505 gibt. Der Schwebeträger von 36 m Stützweite ist mit einem Ende auf ein festes Zapfenkiplager, mit dem anderen Ende auf eine Haberkaltsche Stelze gelagert. Bei dieser wurde aber die Höhe entsprechend der Bedingung gewählt, daß der Stützungsfehler vollständig verschwindet (siehe Bd. III, 1, S. 402); man hätte sie daher

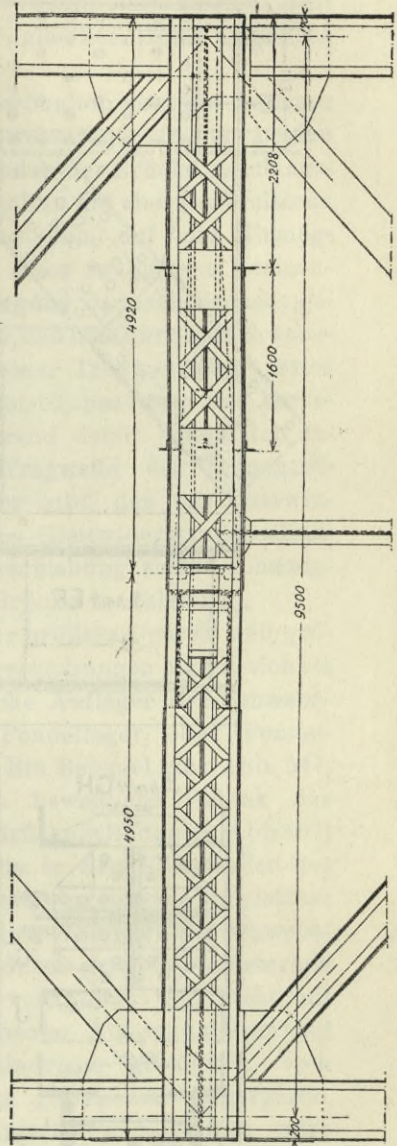


Abb. 557. Eisenbahnbrücke über die Moldau bei Cerwena.

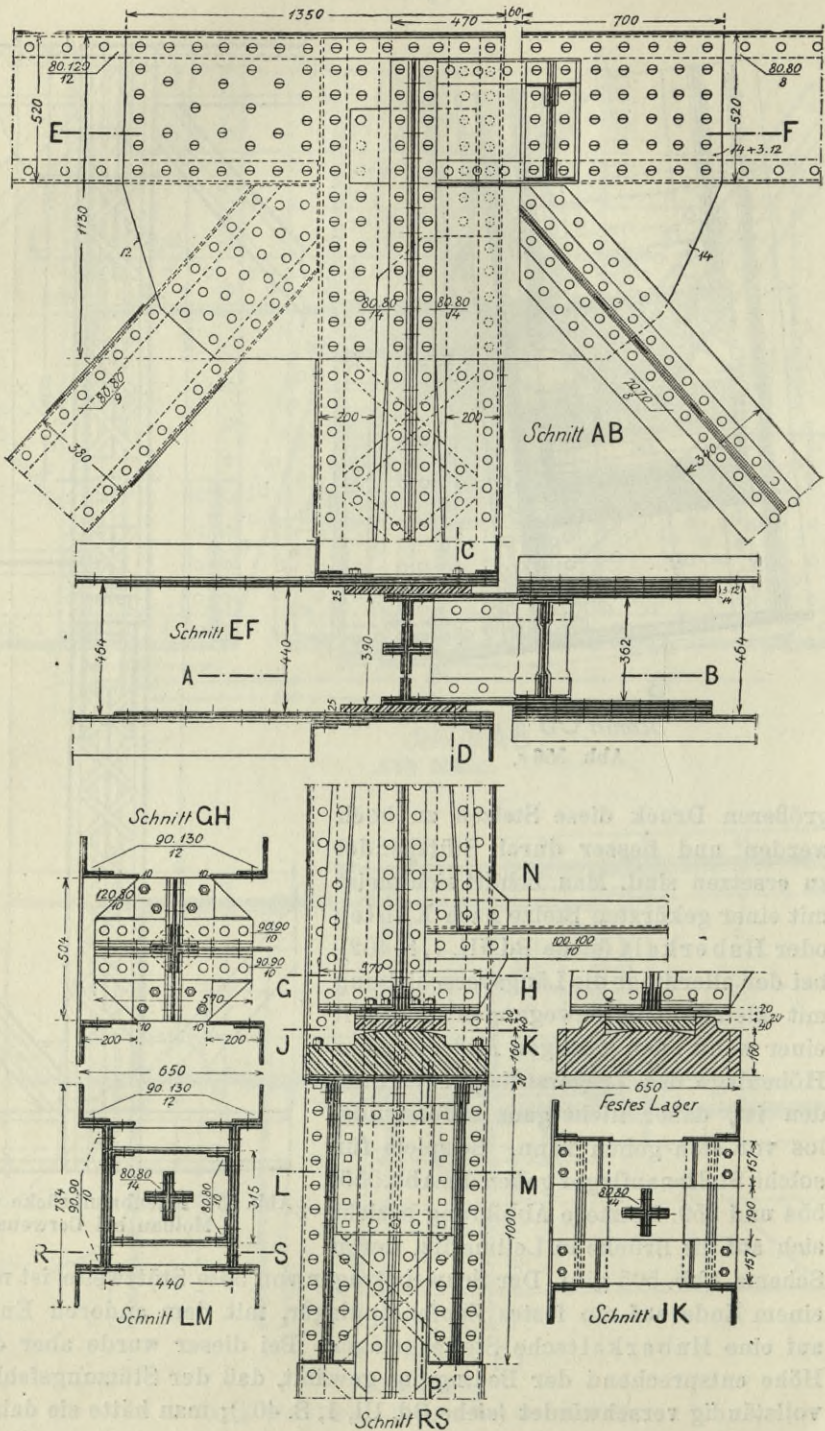
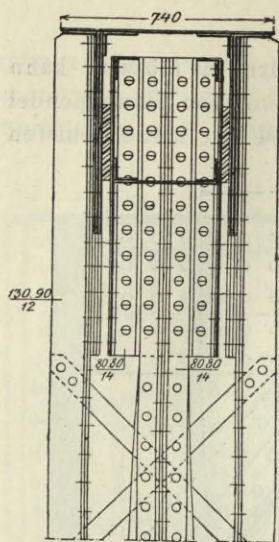
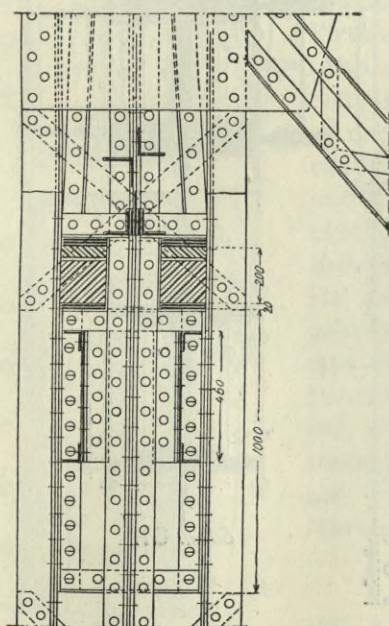


Abb. 558. Eisenbahnbrücke bei Cerwena.



Schnitt CD

⊙ 24
○ 20 mm



Schnitt NP

Zu Abb. 558.

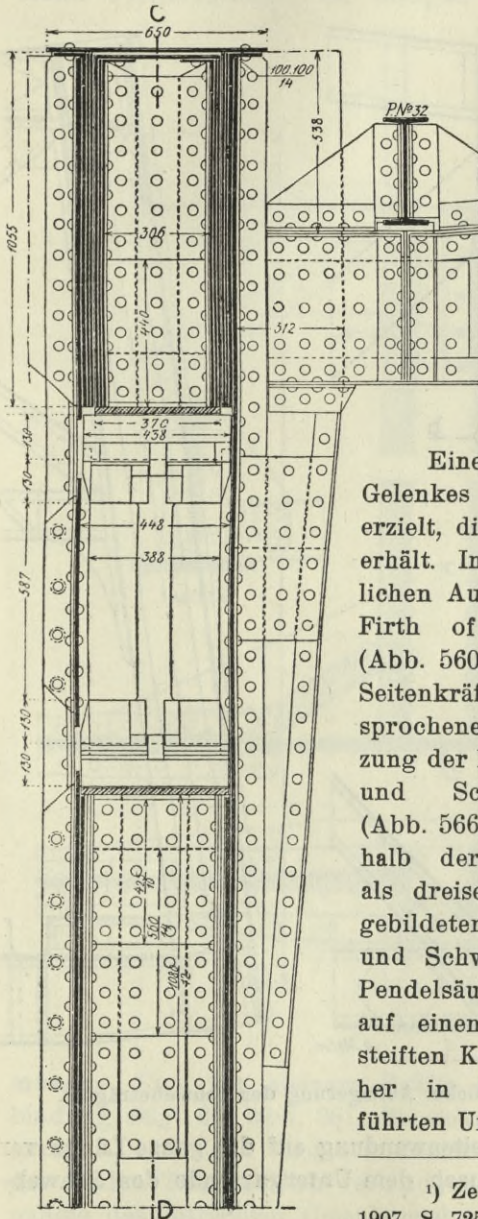
einfacher auch als Walzensegment mit der gleichen Höhe ausführen können.

Gewöhnlich sind die Auflager der Schwebeträger in den beiden Tragwänden der Brücke gleich ausgebildet. Man hat aber bei breiteren Brücken auch auf die Ermöglichung einer zwanglosen Horizontalausbiegung dadurch Bedacht genommen, daß man nur dem Schwebeträger einer Tragwand ein festes unverschiebliches Lager und korrespondierend damit jenem der anderen Tragwand ein Tangentialkipplager gibt, das mit Überwindung des Gleitwiderstandes allseitige Verschiebung zuläßt (Ludwig-Viktor-Brücke in Salzburg).

Für größere Drücke und größere Verschiebungen eignen sich als bewegliche Auflager der Schwebeträger Pendellager oder Pendelstützen. Ein Beispiel gibt Abb. 547, die das bewegliche Gelenk der Donau-Brücke in Budapest (Abb. 497) zeigt. Die in den Endständer des Kragarmes eingebaute Pendelstütze ist mit dem Obergurt des Schwebeträgers durch einen 160 mm starken Bolzen verbunden und steht mit einer ebenen Aufstandsfläche auf der zylindrisch gewölbten, vom Kragarm getragenen Lagerplatte. Für kürzere Pendelstützen wäre es richtiger, den Krümmungsmittelpunkt der Aufstandsfläche in den Gelenkbolzen zu verlegen und die untere Lagerplatte eben zu machen, da dann eine Längsverschiebung keine Änderung in der Höhenlage des Schwebeträgers zur Folge hat.

Kräfte zu übertragen, eine entsprechende Länge erhalten. Sie bestehen aus einfachen oder doppelten Stangen von Rechteckquerschnitt oder aus durch Winkeleisen ausgesteiften Flacheisen und werden unter entsprechender Verstärkung des Auges an Bolzen angeschlossen, von denen der untere im Untergurtnoten des Schwebeträgers, der obere im Obergurt des Kragträgers oder in dessen Endständer gelagert ist. Beispiele dafür geben die Ruhrort-Homberger Rheinbrücke¹⁾, die Salzach-Brücke zwischen Oberndorf und Laufen²⁾, die Theiß-Brücke bei Tokaj (Abb. 549) u. a.

Eine allseitige Beweglichkeit des Gelenkes wird durch eine Pendelstütze erzielt, die oben und unten Kugellager erhält. In dieser Art sind die sämtlichen Auflager der Schwebeträger der Firth of Forth - Brücke ausgebildet (Abb. 560). Die wagrechten Längs- und Seitenkräfte werden in der später besprochenen Weise durch eine Verbolzung der End-Querträger des Kragarmes und Schwebeträgers aufgenommen (Abb. 566). Die Pendelsäulen sind innerhalb der ineinander eingeschobenen, als dreiseitig geschlossene Blechkasten gebildeten Endpfosten des Kragarmes und Schwebeträgers aufgestellt. Jede Pendelsäule findet unten ihren Aufstand auf einem durch vier Querstege versteiften Kasten, der das Ende des vorher in Rechteckquerschnitt übergeführten Untergurtrohres des Kragarmes



Zu Abb. 559. Schnitt A B.

¹⁾ Zeitschrift d. V. deutscher Ingenieure. 1907, S. 725.

²⁾ Allgemeine Bauzeitung 1902.

bildet. Ein gleicher Kasten, mit dem der Obergurt des Schwebeträgers endigt, ruht auf dem Säulenkopfe und von hier läuft außer den den Endpfosten des Schwebeträgers bildenden drei Blechen noch

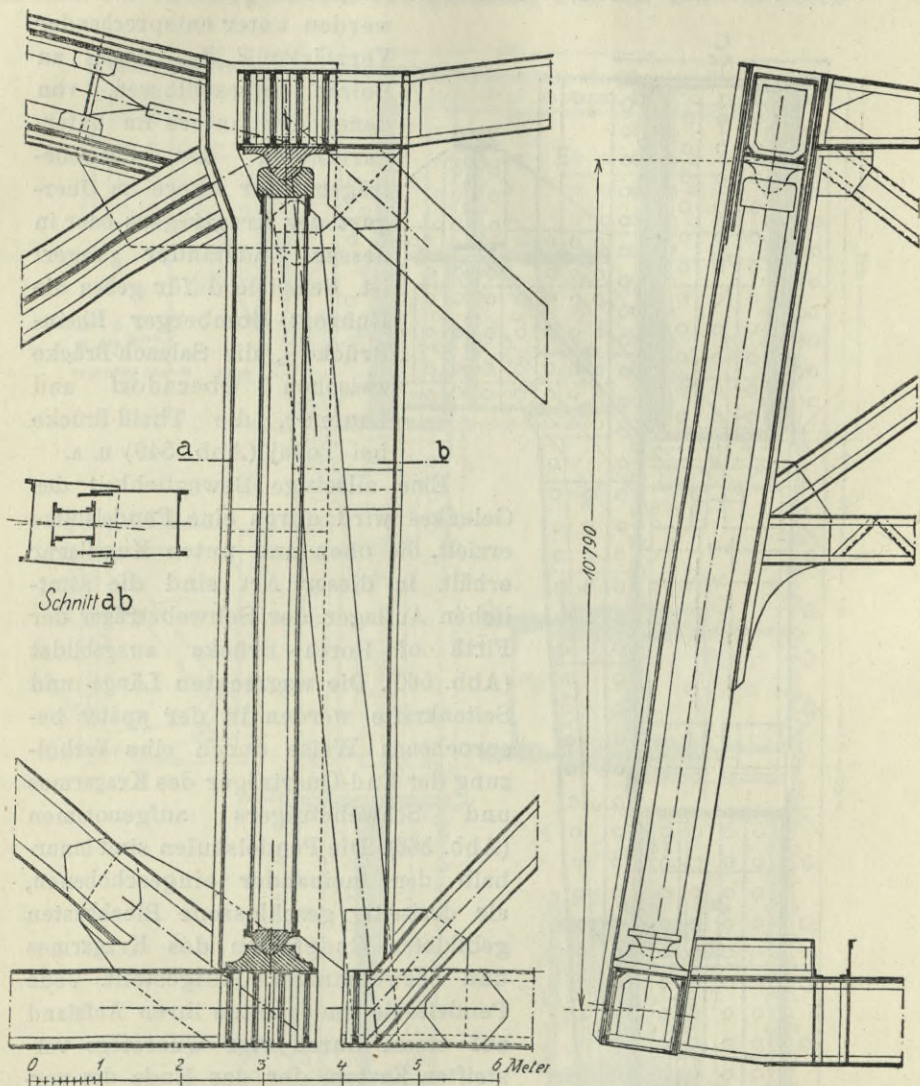


Abb. 560. Firth of Forth-Brücke. Auflagerung des Schwebeträgers.

auf jeder Seite ein mit der Seitenwandung auf die ganze Länge vernietetes schräges Hängeband nach dem Untergurtende des Schwebeträgers.

Bei den Mittelgelenkträgern treten im Gelenk lotrechte Zug-

und Druckkräfte auf. Die Verbindung kann durch einen Gelenkbolzen bewerkstelligt werden, wenn man auf die Längsbeweglichkeit im Gelenk verzichtet, in welchem Falle die Träger aber nur ein festes Pfeilerauflager, im übrigen bewegliche Auflager erhalten

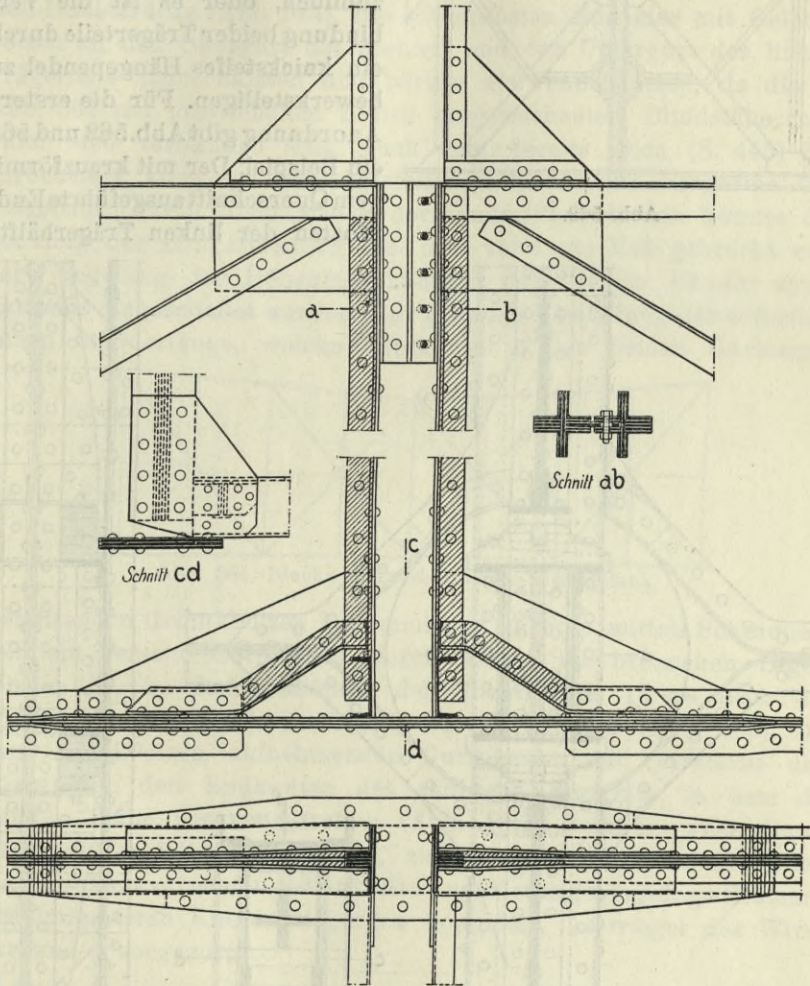


Abb. 561.

müssen. Eine für kleinere Kräfte ausreichende, feste Gelenkverbindung zeigt die Abb. 561, die sich auf den Träger der Abb. 529 bezieht. Das Gelenk wird hier durch eine wagrechte, die Untergurte der beiden Trägerhälften verbindende Blattfeder gebildet. Die Aufnahme des lotrechten Gelenkdruckes erfolgt am oberen Ende der Pfosten durch Schraubenbolzen, die in Langlöchern sitzen.

Bei größerer Spannweite wird aber zur Verkürzung der Dilatationslänge das Mittelgelenk längsverschieblich zu machen sein. Es ist dann eine Stützung nach oben und unten mittels Kipplager auszubilden, oder es ist die Verbindung beider Trägerteile durch ein knicksteifes Hängependel zu bewerkstelligen. Für die erstere Anordnung gibt Abb. 562 und 563 ein Beispiel. Der mit kreuzförmigem Querschnitt ausgeführte Endpfosten der linken Trägershälfte

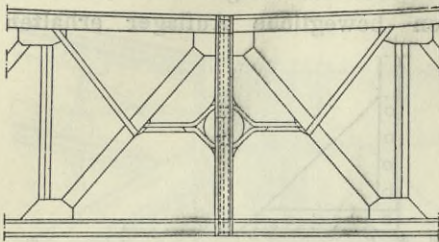


Abb. 562.

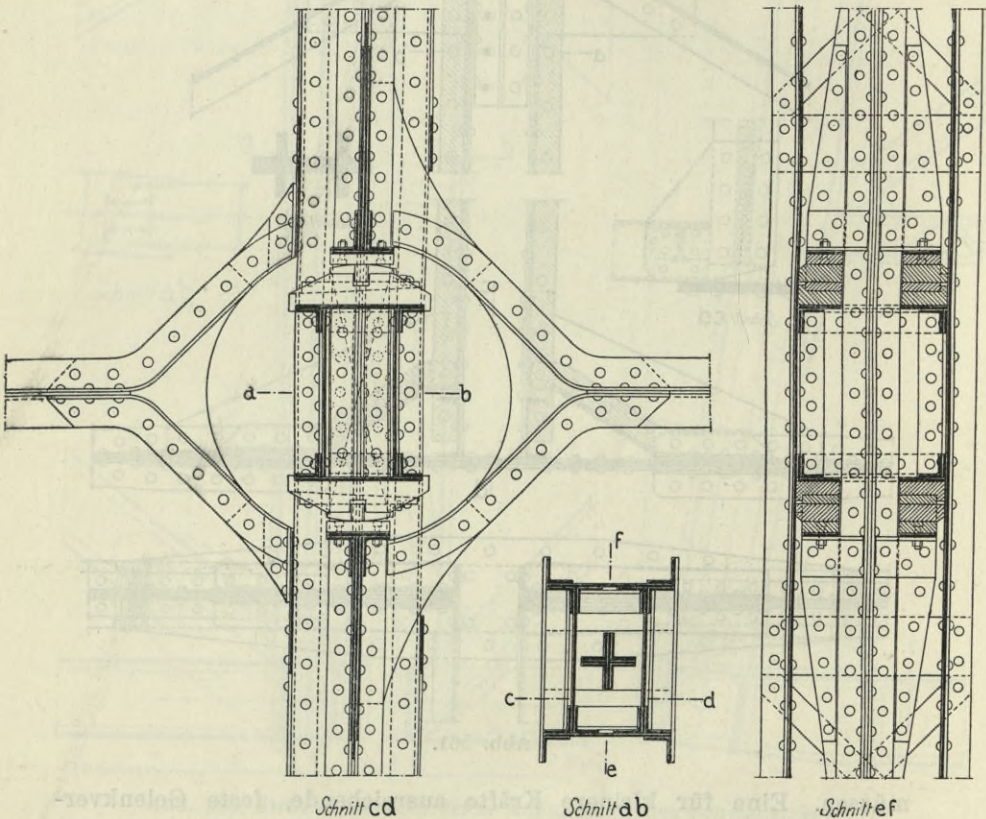


Abb. 563. Gelenk eines Mittelgelenkbalkens.

ist in den kastenförmig gestalteten Endpfosten des rechten Trägers eingebaut und auf ihn mittels Gleit-Kipplagern, die durch Keile nachzustellen sind, nach beiden Richtungen gelagert. Um eine Biegungsbean-

spruchung der Pfosten, die durch den Gleitwiderstand in den Lagern auftreten könnte, zu verhindern, sind diese durch wagrechte Riegel an die Streben der angrenzenden Fache angeschlossen.

Die zweite Art der Ausbildung zeigen die Gelenke der Blackwell-Insel-Brücke (Abb. 524). Die Mittelpfosten sind hier mit Gelenkbolzen an den Obergurt des rechten und den Untergurt des linken Trägerteils angeschlossen und wirken als Pendelstützen, da die in Abb. 564 mit gestrichelten Linien eingezeichneten Blindstäbe nur unter sich verbunden sind. Nach dem bereits oben (S. 445) besprochenen Vorgange der Aufstellung wurden die Kragarme frei ausgebaut; durch Niederziehen der landseitigen Enden konnte die Senkung der Kragarmenden auf das verlangte Maß gebracht und nach Regelung der Höhenlage konnten daselbst die Ständer spannungslos eingeschaltet werden. Zur genauen Einstellung der erforderlichen Ständerlänge, welche durch die in den beiden Gurtungen

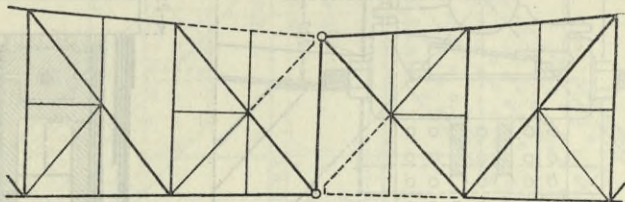
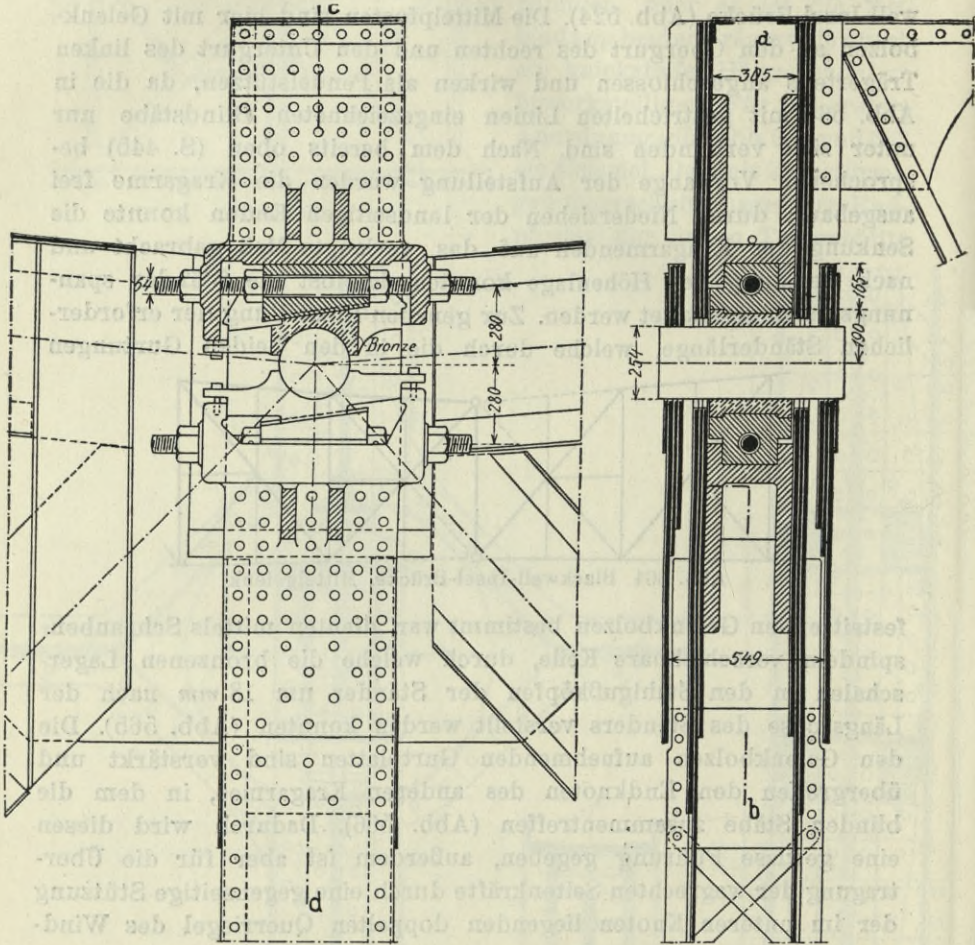


Abb. 564. Blackwell-Insel-Brücke, Mittelgelenk.

feststehenden Gelenkbolzen bestimmt war, dienten mittels Schraubenspindeln verschiebbare Keile, durch welche die bronzenen Lager- schalen in den Stahlgußköpfen der Ständer um 18 mm nach der Längsachse des Ständers verstellt werden konnten (Abb. 565). Die den Gelenkbolzen aufnehmenden Gurtplatten sind verstärkt und übergreifen den Endknoten des anderen Kragarmes, in dem die blinden Stäbe zusammentreffen (Abb. 566). Dadurch wird diesen eine gewisse Führung gegeben, außerdem ist aber für die Über- tragung der wagrechten Seitenkräfte durch eine gegenseitige Stützung der im unteren Knoten liegenden doppelten Querriegel des Wind- verbandes vorgesorgt.

Die Unterbrechung der Fahrbahn an den Gelenkstellen wird durch Anordnung doppelter Querträger, von denen der eine an den Kragträger, der andere an den Schwebeträger angeschlossen ist (Abb. 552), oder durch eine längsverschiebbliche Auflagerung der Fahr- bahnlängsträger (Abb. 548) erzielt. Auch der Windverband erfordert daselbst, wenn nicht durchwegs längsverschiebbliche Gelenke ange- ordnet werden oder wenn nicht seine Ebene in die Gelenkachsen gelegt wird, eine Unterbrechung, um die Gelenkwirkung in den Haupt-

trägern nicht zu behindern. Dabei ist der Windverband des Schwebe-trägers gegen die Kragträger wagrecht abzustützen. Dies kann an den Gurtungen geschehen, doch ist die unmittelbare Übertragung der wagrechten Seitenkräfte in den Gelenklagern der Hauptträger



Schnitt ab

Schnitt cd

Abb. 565. Blackwell-Insel-Brücke.

nur auf kleinere Stützweiten zu beschränken, sonst sind besondere Gleitbacken anzuordnen, gegen die sich die Gurtenden des Schwebe-trägers legen (Abb. 547, Schnitt *gh*, Abb. 558).

Eine bessere Ausbildung ist aber jene, bei der der Windverband des Schwebe-trägers in der Brückenachse gegen die Krag-träger abgestützt wird, da hiedurch Zwängspannungen infolge der

wagrecht Ausbiegung vermieden werden. Meist wird eine Anordnung wie in Abb. 567 gewählt, bei der die Windstreben in der Brückenachse an ein Knotenblech schließen, das in den Endquerträger oder Querriegel des Kragarmes gelagert ist, und zwar entweder

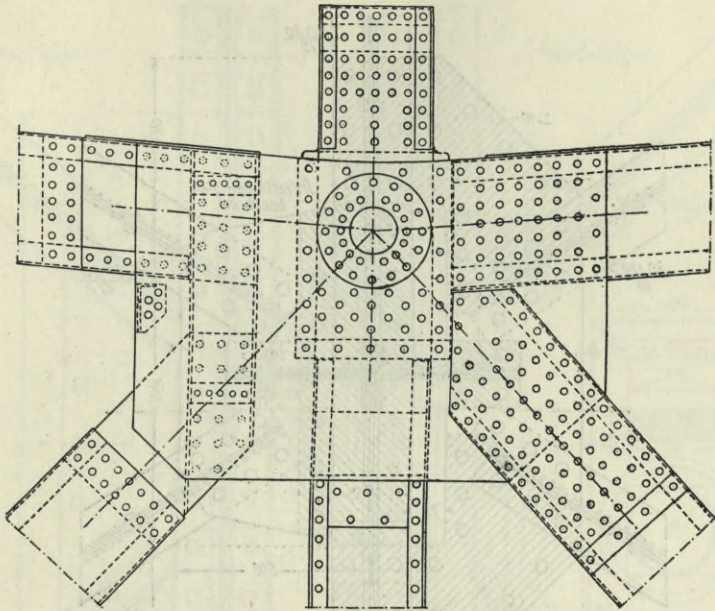


Abb. 566. Blackwell-Insel-Brücke. Ansicht des oberen Gelenkknotens.

durch eine feste Gelenkverbindung mittels eines senkrecht stehenden Bolzens oder derart, daß sich dieses Knotenblech mit geschweiften Kanten wagrecht an den Endquerträger des Kragträgers anlegt, wodurch nebst einer Drehung auch eine Längsverschiebung möglich gemacht wird (Abb. 568). Wird dabei nicht ein besonderer Querriegel oder Querträger im Endknoten des Schwebeträgers angeordnet, so ist das Windstrebenknotenblech durch Auflagerung oder Anhängung (in Abb. 568 mittels Bolzen in Langlöchern) vom Eigengewicht zu entlasten.

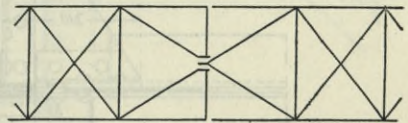


Abb. 567.

Eine Gelenkverbindung mittels Bolzen zeigt Abb. 569. Der Bolzen sitzt in Knotenblechen, die an die Untergurte der doppelten Querträger genietet sind und auch zum Anschluß der Windstreben dienen. Der Bolzenschaft ist nur in jenem Teile rund, in dem er von den

Knotenblechen des Kragträgers umfaßt wird, dagegen vierkantig, wo er an die Bleche des Schwebeträgers anliegt. Letztere haben im festen Gelenk einen diesen Vierkantschaft aufnehmenden quadratischen, im beweglichen Gelenk einen rechteckigen Ausschnitt, so daß in letzterem eine Längsverschiebung eintreten kann.

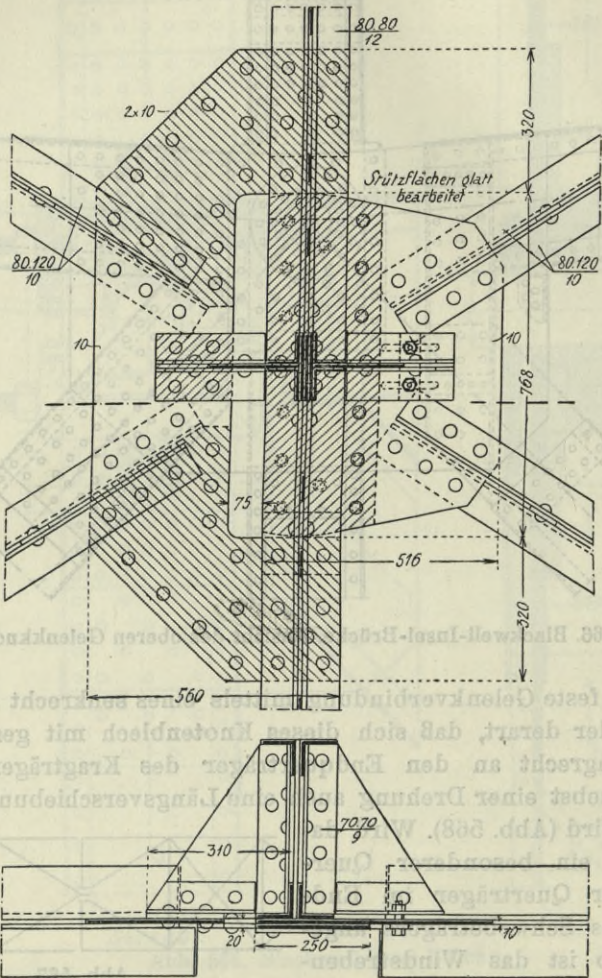


Abb. 568. Windstrebenanschluß im Gelenk. (Zu Abb. 567.)

Für größere Verbände eignet sich eine Konstruktion der Windstreben-gelenke nach Art der Abb. 570. Die Windstreben des Schwebeträgers schließen hier an den mittleren Fahrbahnlängsträger, dessen Ende sich mit seinem Stege nach beiden Richtungen gegen ein senkrecht stehendes kleines Rollen-Kipplager stützt, das wieder seinen

Druck an den Endquerträger des Kragträgers abgibt. Die Lager sind mittels durch Schrauben nachstellbare Keilplatten einzurichten.

Abb. 571 veranschaulicht das Gelenk im Windverband der Firth of Forth-Brücke. Kragarm und Schwebeträger schließen hier mit je

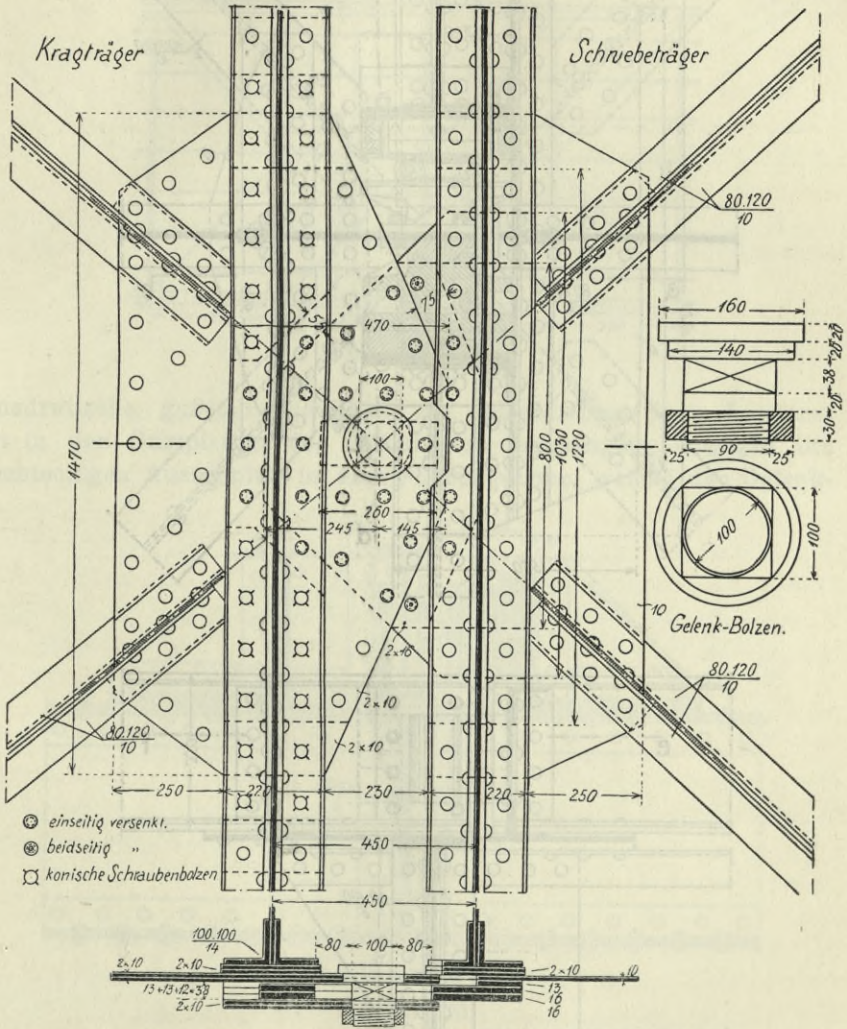
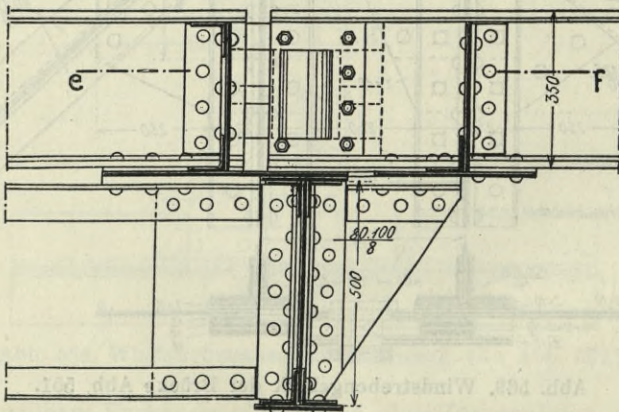
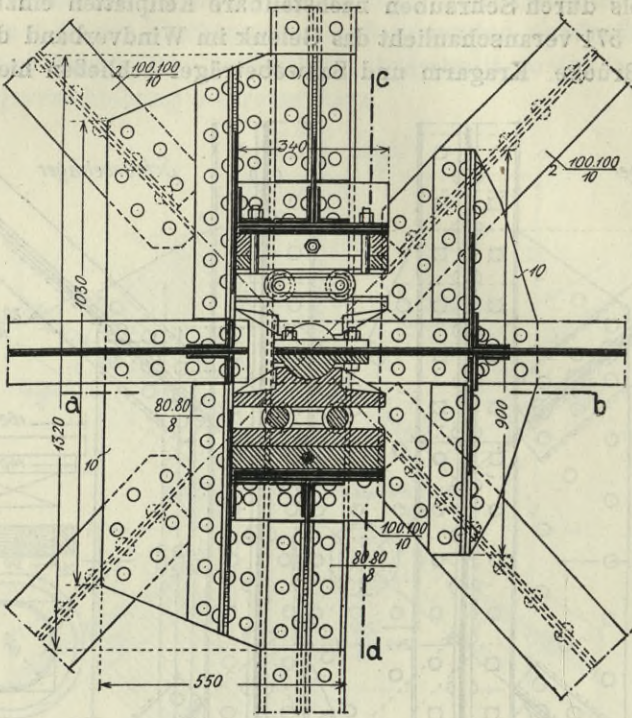


Abb. 569. Windstreben-gelenk der Brücke Abb. 551.

einem kastenförmigen Endquerträger ab und sind in der Brückenachse durch einen 229 mm starken Gelenkbolzen gekuppelt. Die zum Anschluß der Windstreben auf Seite des Kragträgers dienenden wagrechten Platten gehen durch Schlitz in den Stehblechen des

Druck an den Radträger des Kräftigers übt. Die Lager sind mittels durch Schrauben an den Kräftigern einwirkend. Abb. 570. Windstrebenantrieb.

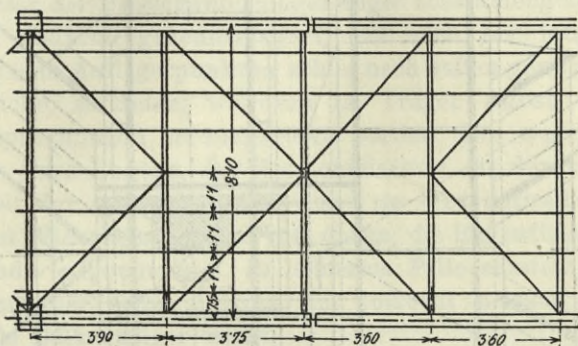


Schnitt ab

Abb. 570. Windstrebenantrieb der Brücke Abb. 505.

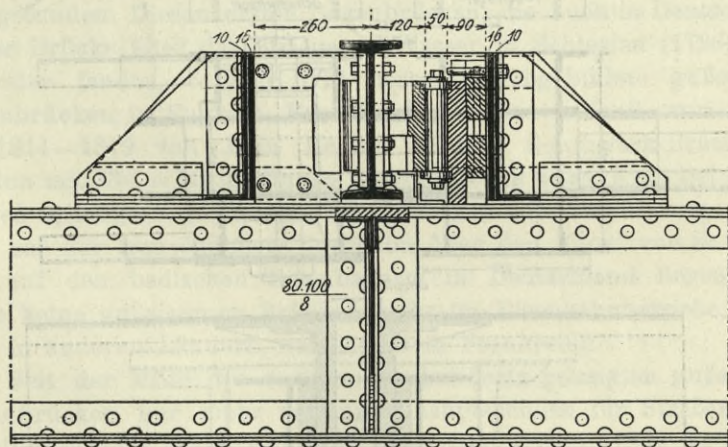
einem kräftigen Endpunkt und sind in der Brücke
 eine gewisse Anzahl von Windstreben an den Kräftigern einwirkend
 Ansehen der Windstreben auf Seite des Kräftigers einwirkend
 wirkenden Fluten gehen durch Schrauben in den Kräftigern

Querträgers und sind durch zwei zwischen sie eingenietete senkrechte Stege und Verstärkungsbleche zu einem Arm verlängert, der durch entsprechende Aussparungen im Querträger des Schwebeträgers hindurchreicht und sich mittels Gleitbacken gegen die



Zu Abb. 570.

quadratische, gußstählerner Hülse des Gelenkbolzens legt. Letzterer ist in den Gurtplatten des Querträgers festgelagert, wogegen die rechteckigen Ausschnitte in dem Führungsarme, welche den Gelenk-



Schnitt cd

Zu Abb. 570.

bolzen hindurchlassen, beiderseits 305 mm Spielraum geben und dadurch die Längsverschiebung ermöglichen. Am anderen Ende des Schwebeträgers ist das gleiche Lager durch Einsetzen von Stahlgußklötzen in die erwähnten Ausschnitte des Armes als festes Gelenk ausgebildet.

Quertägern und sind durch zwei zwischen die eingelegte senk-
rechte Stange und Verankerungseisen an einem Arm verhängert, der
durch entsprechende Ausparungen im Quertäger des Schwabe-
trägers hindurchragt.

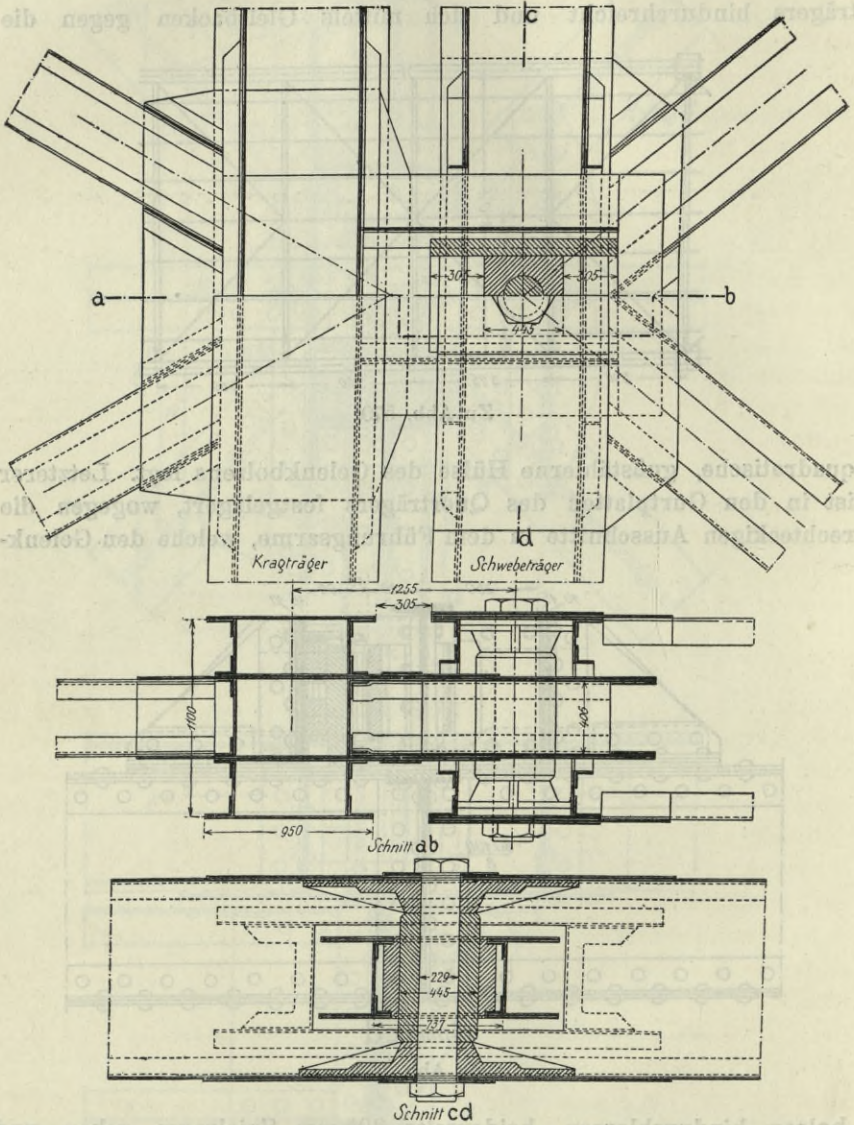


Abb. 571. Windstreben-gelenk der Firth of Forth-Brücke.

bolzen hindurchgeführt werden und
dadurch die Längsverchiebung
verhindert. Am äußeren Ende des
Schwabe-trägers ist das gleiche Lager
durch Einsetzen von Stahlbolzen
in die erwähnten Ausschnitte des
Armes als festes Gelenk
angebracht.

VII. Kapitel. Bogenbrücken.

§ 34. Bogenbrückensysteme ¹⁾.

Die unter der Bezeichnung Bogenträger zusammengefaßten Tragwerke sind dadurch gekennzeichnet, daß auch bei lotrechter Belastung in ihren Auflagerpunkten schief nach außen gerichtete Kräfte, Kämpferdrücke, auftreten, wodurch im Träger selbst vorwiegend Druckbeanspruchungen hervorgerufen werden. Die wagrechte Kraft im Kämpfer eines Bogens, der Horizontalschub, ist durch die Unverschieblichkeit der Auflager bedingt und sie wird entweder unmittelbar von den Widerlagern oder von einem, die Bogenfüße verbindenden Zugbande aufgenommen. In letzterem Falle entsteht der Bogen mit Zugband, der seine Stützen nur lotrecht belastet und daher äußerlich als Balkenträger wirkt.

In den zu Ende des 18. Jahrhunderts in England erbauten gußeisernen Bogenbrücken (Brücke der Coalbrookdale Eisenwerke über den Severn bei Broseley 1779, Severn-Brücke bei Buildwas u. a.) hat das Eisen, wenn von einigen sehr primitiven Vorläufern der Kettenbrücken abgesehen wird, seine erste Anwendung im Brückenbau gefunden. Diesen ersten Bogenbrücken, die auch in Deutschland in der Brücke über das Striegauer Wasser in Schlesien (1796) u. a. Vertreter fanden, folgten bald besser durchgebildete gußeiserne Bogenbrücken in England, Frankreich und Deutschland, von denen die 1814—1819 von John Rennie erbaute Southwark-Brücke in London mit 73,4 m Mittelöffnung hervorzuheben wäre. Auch bei Eisenbahnen gelangten gußeiserne Bogenbrücken zur Ausführung, zuerst 1845 auf der französischen Nordbahn über den Kanal von St. Denis und auf den badischen Eisenbahnen. In Deutschland liegen aber heute keine gußeisernen Brücken mehr im Eisenbahnbetriebe, wohl aber in anderen Ländern, namentlich in Frankreich.

Seit der Mitte des vorigen Jahrhunderts gelangten gußeiserne Bogenbrücken nur mehr vereinzelt, hauptsächlich für Straßen- und Kanalbrücken in Frankreich (1860 Solferino-Brücke, 1862 St. Louis-Brücke über die Seine in Paris), am spätesten noch in England (1890 Albert-Brücke in Belfast) zur Ausführung.

¹⁾ Die Theorie der Bogenträger wird als bekannt vorausgesetzt und wird bezüglich aller damit zusammenhängenden Fragen auf des Verfassers: „Theorie der eisernen Bogenbrücken und der Hängebrücken“ im Handbuch der Ingen.-Wissensch. II. Bd. Brückenbau. 5. Abteilung, 3. Aufl. Leipzig, W. Engelmann 1906, verwiesen. In den Hinweisen wird dieses Werk kurz mit „Theorie d. Bogenbr.“ bezeichnet.

Die Reihe der schweißeisernen Bogenbrücken wurde durch die im Jahre 1854 erbaute (vor einigen Jahren durch einen Neubau ersetzt) Eisenbahnbrücke über die Aare bei Olten mit Vollwandblechbogen von 31·5 m Weite und durch die fast gleichzeitig errichtete Arcole-Brücke in Paris (Blechbogen mit Zwickelausfachung von 80 m Weite) eröffnet, doch blieb noch durch mehrere Jahrzehnte die Anwendung dieser Brückenart auf vereinzelt ausgeführte Ausführungen beschränkt. Von diesen sind hervorzuheben; in Deutschland die 1864 von Hartwich erbaute Rhein-Brücke der Eisenbahnbrücke Koblenz—Lahnstein mit rund 97 m Öffnungsweite mit parallelgurtigen, die Bahn etwas überschneidenden Gitterbogen, und in Amerika die 1864 vollendete Mississippi-Brücke in St. Louis mit drei 158 m weit gespannten Bogen aus Chromstahl.

Die Fortschritte in der Theorie und die Entwicklung des Baues der eisernen Brücken, welche die letzten Jahrzehnte des vorigen Jahrhunderts brachten, waren auch für die Ausbildung und steigende Anwendung des Bogenträgersystems von Bedeutung. Den Rhein-Brücken bei Rheinau (1873) und oberhalb Koblenz (1879), die noch an das Vorbild der älteren Koblenzer-Brücke anlehnen, folgten eine Reihe großer Bogenbrücken¹⁾ in der Schweiz (Schwarzwasser-Brücke mit 114 m, Kirchenfeld-Brücke in Bern mit 81 m, Rohrbach-Brücke der Gotthardbahn, Kornhaus-Brücke in Bern 1898 mit 114·9 m, Bietschtal-Brücke der Lötschbergbahn 1913 mit 95·0 m), in Frankreich (Vaur-Viadukt, die weitestgespannte Auslegerbogenbrücke Europas mit 221 m), Nordamerika (Straßenbrücke über den Niagarafluß mit 256 m) und insbesondere in Deutschland, wo durch den Bau der Brücken über den Nordostsee-Kanal bei Grünental und Lewensau, der Talbrücke (Kaiser Wilhelm-Brücke) bei Müngsten, der Rhein-Brücken zu Mainz, Bonn, Düsseldorf, Worms und Köln, der Elbe-Brücken zu Dresden, Haaburg und Magdeburg u. a. zahlreiche durch Mannigfaltigkeit der Systeme und mustergültige bauliche Anordnung bemerkenswerte Ausführungen von Bogenbrücken geschaffen wurden.

In den Tragwerken der Bogenbrücken können folgende Systemanordnungen unterschieden werden:

I. **Stabbogen** oder schlaaffe Bogen in Verbindung mit geraden Balken (Blech- oder Gitterträgern) als Versteifung. Der Versteifungsträger liegt entweder über dem als Vielecksprengwerk aufzufassenden Bogen und stützt sich auf ihn in dessen Knotenpunkten mittels senkrechten Ständern (Abb. 572) oder er liegt in der Sehne

¹⁾ Man vergleiche die Brückentabelle am Schlusse des Bandes.

des Bogens und ist an ihn mittels Hängestangen angeschlossen, wobei er dann auch den Schub des Bogens aufnimmt (Abb. 573). Erhält der Versteifungsträger in der Mitte ein Gelenk, so wird die Anordnung statisch bestimmt, im anderen Falle ist sie einfach statisch unbestimmt. Das System hat zuerst (1881) bei einer Straßenbrücke über die Mur in Graz, dann bei der Ihme-Brücke in Hannover, bei der Mur-Brücke zu Gonobitz (70·5 m mit Mittelgelenk), bei der Brücke am Bahnhof Halensee u. a. Anwendung gefunden.



Abb. 572.

Bei der Berechnung wird der Bogen als Gelenkviereck angenommen, obwohl er in der Ausführung fest genietete Knotenpunkte erhält. Wegen der Notwendigkeit, dem Bogen einen genügend knicksteifen Querschnitt zu geben, wird daher bei größeren Öffnungsweiten dieses System oder zumindest die obige Annahme bei dessen Berechnung nicht mehr am Platze sein.

II. **Steife Bogen** über Einzelöffnungen, die entweder *a)* als vollwandige Blechbogen oder *b)* als Fachwerk- oder Gitterbogen aus-

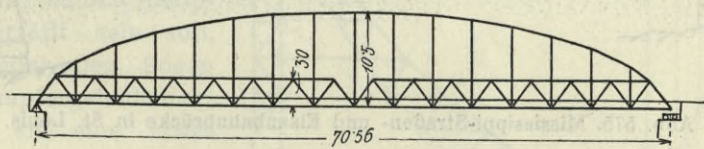


Abb. 573. Mur-Brücke bei Gonobitz.

geführt werden können. Nach der Art der Auflagerung sind zu unterscheiden:

1. *Bogen ohne Gelenk* mit flach aufgelagerten oder eingespannten Enden.

Feste Flächenlager sind früher bei Blechbogen (Abb. 574) häufig angewendet worden, jetzt werden bei ihnen wohl immer Gelenklager vorgezogen. Fachwerkbogen werden zu gelenklosen Bogen, wenn in den Kämpfern jeder Gurt für sich gelagert, beziehungsweise verankert wird. Die Bogengurte können gleichbleibenden (Abb. 575) oder gegen die Kämpfer etwas zunehmenden Abstand erhalten (Abb. 576). Letzteres um durch Verbreiterung des Auflagers die Verankerung dasselbst schwächer zu erhalten oder ganz entbehrlich zu machen.

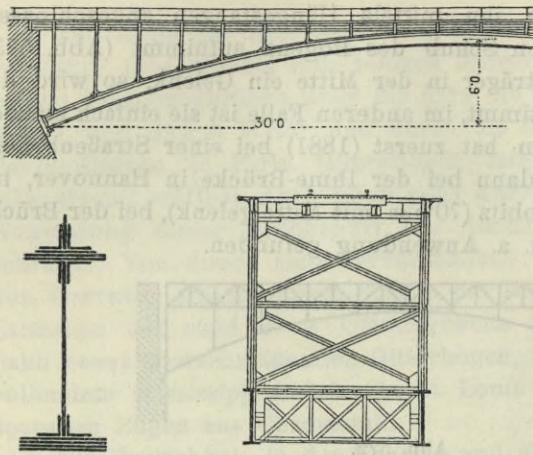


Abb. 574. Rohrbach-Bücke der Gotthardbahn.

Neuere Beispiele gelenkloser Fachwerksbogenbrücken sind: die Kornhaus-Brücke in Bern, die Adda-Brücke bei Paderno, die Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten (Abb. 577). Letztere Brücke ist durch die Art der Aufstellung bemerkenswert, die ohne festes Gerüst durch freien Vorbau mit vorübergehender Einschaltung von Kämpfergelenken erfolgte.

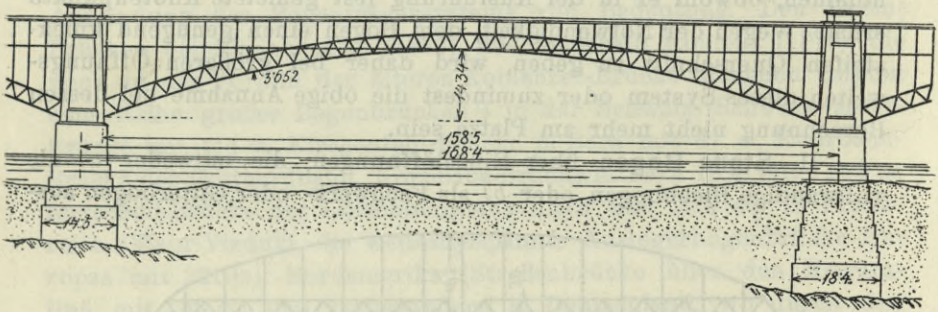


Abb. 575. Mississippi-Straßen- und Eisenbahnbrücke in St. Louis.

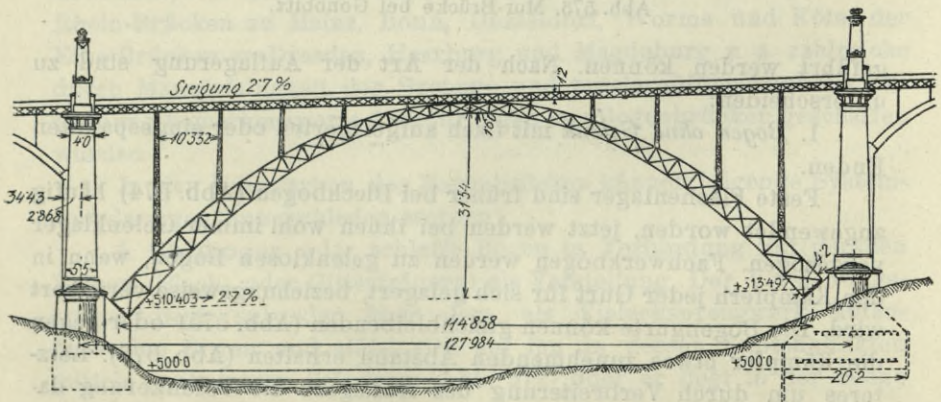


Abb. 576. Kornhaus-Brücke in Bern.

lager, wodurch die Angriffspunkte der Kämpferdrücke festgelegt werden und das Trägersystem hinsichtlich der äußern Kräfte bloß einfach statisch

unbestimmt wird. Bei Blechbogen bildet die gelenkige Auflagerung jetzt die Regel. Die Washingtonbrücke über den Harlemfluß (Abb. 578) mit 155·5 m Spannweite und 3·4 m hohen Blechbogen ist derzeit die weitestgespannte Blechbogenbrücke.

In der Formgebung der Fachwerkbogen mit Kämpfergelenken kann man unterscheiden:

a) Parallele oder nahezu parallele Gurtungen und eine Ausfachung mit senkrecht oder radial gestellten Pfosten und einfachen oder gekreuzten Schrägstäben. Man zieht jetzt die einfachen statisch bestimmten Dreiecksausfachungen der Anordnung gekreuzter Stäbe vor. Das Kämpfergelenk wird entweder in den Endknoten des Untergurtes oder unter Zusammenführung der Gurte in die Bogenachse gelegt, wodurch sich die Kämpferkraft zu ziemlich gleichen Teilen auf die Endstäbe der oberen und unteren Gurtung verteilt, wogegen

sie bei ersterer Anordnung fast ganz auf den Untergurtstab entfällt.

Ein Beispiel für diese Trägeranordnung

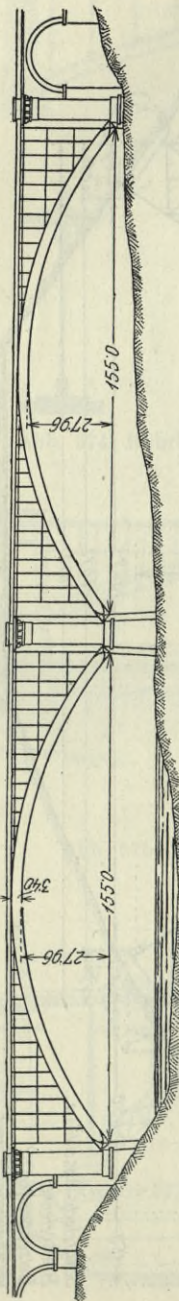


Abb. 578. Washington-Brücke über den Harlemfluß bei Neuyork.

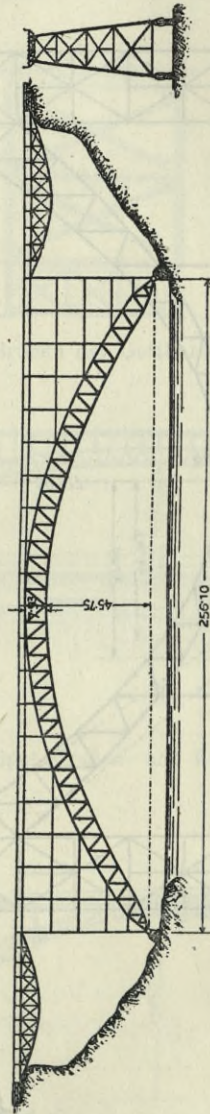


Abb. 579. Straßenbrücke über den Niagarafuß.

gibt die Straßenbrücke über den Niagarafluß (Abb. 579), welche wie die Müngstener Brücke mit freiem Vorbau ohne Gerüst montiert wurde und mit 256,1 m Stützweite die weitestgespannte unter den derzeit bestehenden Bogenbrücken ist. Sie wird aber in der Spannweite von der nach dem Entwurfe G. Lindenthals gegenwärtig in Ausführung begriffenen Hellgate-Bogenbrücke bei Neuyork übertroffen werden, einer viergleisigen Eisenbahnbrücke mit über die Fahrbahn ragenden Bogen von rund 300 m Stützweite (Abb. 580). Der Untergurt dieser Bogenträger ist nach einer Parabel geführt und mit den Endknoten aufgelagert, der Obergurt dagegen nach einer geschwungenen Linie an den Enden so aufgebogen, daß daselbst noch genügende Höhe zu einem Portalabschluß über der Fahrbahn vorhanden ist.

b) Sichelbogen. Die Träger besitzen im Bogenscheitel die größte Tragwandhöhe, in den Kämpfern sind die Gurte zusammengeführt. Träger dieser Art zeigen folgende große Brücken: Eisenbahnbrücke (Maria-Pia-Brücke) über den Douro (1878 erb. mit 160 m), Straßenbrücke über den Rhein bei Worms (1899 mit 105,6 m), Garabit-Viadukt in Frankreich (1885 mit 165 m). Letzterer trägt eine eingleisige Eisenbahn auf kontinuierlichen Parallelfachwerkträgern, die sich auf den Scheitel und in zwei Zwischenpunkten mittels eisernen Gitterpfeilern auf den parabolischen Sichelbogen stützen (Abb. 581). Die Hochbrücke über den Nordostsee-Kanal bei Grünental (1892 mit 156,5 m) hat ebenfalls Sichelbogen, die eine zweigleisige Eisenbahn tragen (Abb. 582). Die Fahrbahn schneidet die Bogentragwände und ist zum Teil an diese angehängt, zum Teil auf sie gestützt. In der

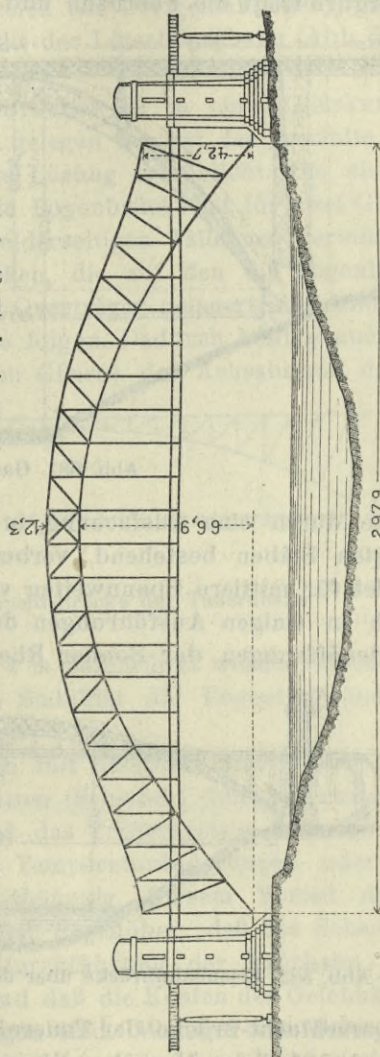


Abb. 580. Hellgate-Brücke bei Neuyork.

Höhe der Fahrbahn ist ein Zugband angeordnet, welches aber erst nach Ausrüstung der Träger eingefügt wurde, also nur den Schub der Verkehrslast aufnimmt.

c) Fachwerkbogen mit ausgefachten Zwickeln. Der gerade Obergurt trägt die Fahrbahn und ist mit dem bogenförmigen Unter-

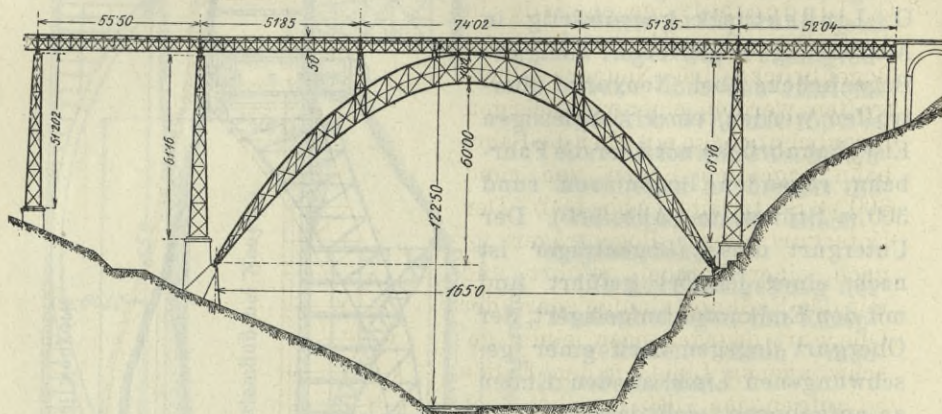


Abb. 581. Garabit-Viadukt.

gurte durch eine Ausfachung, in der Regel aus lotrechten und geneigten Stäben bestehend, verbunden (Abb. 583). Die Trägerform findet für mittlere Spannweiten vorteilhaft Anwendung, sie ist aber auch in einigen Ausführungen durch große Spannweiten vertreten. (Seitenöffnungen der Bonner Rhein-Straßenbrücke 1898 mit 93.6 m,

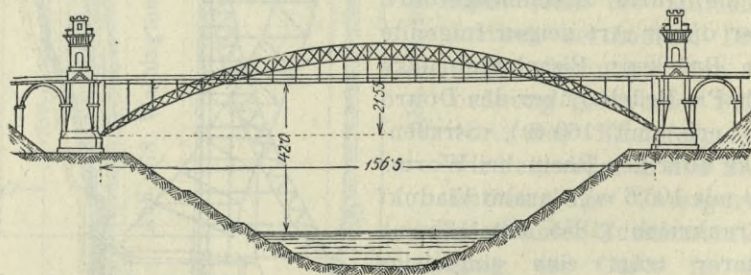


Abb. 582. Eisenbahnbrücke über den Nordostsee-Kanal bei Grünental.

Angerschlucht-Brücke der Tauernbahn bei Hofgastein 1908 mit 110 m, Eisenbahnbrücke über den Niagara 1897 mit 167.7 m).

Als eine Mittelform zwischen *b)* und *c)* ist jene zu bezeichnen, bei der der gerade horizontale Obergurt nicht bis über die Kämpfer reicht, sondern etwa in den Viertelpunkten der Stützweite in schräger Richtung zu den Kämpfern herabgeführt ist. Es wird dadurch an den Stellen der größten Momente auch die größte Tragwandhöhe

erzielt, die Ausführung durch die geradlinigen Obergurte vereinfacht und es werden die langen Streben der Zwickelausfachung vermieden. Die Trägerform ist sonach recht günstig. Sie hat bei dem Blauw-Krantz-Viadukt in Kapland, bei einer Eisenbahnbrücke über die Sarthe bei Fillé in Frankreich (als Dreigelenkbogen), und neuestens bei dem Bietschtal-Viadukt der Lötschbergbahn (Abb. 584) Anwendung gefunden.

Bei der letztgenannten Brücke, die in einer Gleiskurve von 300 m Krümmungshalbmesser gelegen ist, hat das gewählte Trägersystem eine sehr zweckmäßige Lösung ermöglicht. Die eine Stützweite von 95 m überspannende Bogenbrücke ist für zwei Gleise geplant; den Anschluß an die beiderseitigen Tallehnen vermitteln einleisige Parallelfachwerksbrücken, die auf den die Bogenbeine im obersten Knoten verbindenden Querträger gelagert sind und in ihrer Achsenrichtung der Gleiskurve folgen. Dadurch konnte auch für die spätere Aufnahme des zweiten Gleises der Achsabstand der Ober-

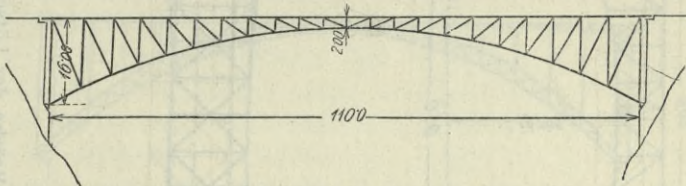


Abb. 583. Angerschlucht-Brücke der Tauernbahn.

gurte der Bogenträger auf 8·4 m beschränkt werden, doch wurden zur Sicherung der seitlichen Stabilität die Bogentragwände unter $\frac{1}{9}$ gegen die Lotrechte geneigt.

3. Dreigelenkbogen, Bogen mit Kämpfer- und Scheitelgelenken. Durch Einschaltung eines dritten (Scheitel-) Gelenkes zwischen den beiden Kämpfergelenken wird das Trägersystem äußerlich statisch bestimmt und dadurch von Temperaturänderungen oder kleinen Widerlagerverschiebungen unabhängig. Diesem Vorteil des Dreigelenkbogens steht als Nachteil gegenüber, daß das Scheitelgelenk für die Einfachheit in der Durchführung der Fahrbahn und des Windverbandes störend ist und daß die Kosten der Gelenkkonstruktion in Anrechnung zu bringen sind. Weniger von Belang ist der Einwand, daß die Scheitelbewegungen des Dreigelenkbogens infolge Belastung oder Temperaturwirkung größer sind als jene des Zweigelenkbogens. Für Bogen mit günstigem Stichverhältnis (nicht unter $\frac{1}{10}$) und bei gutem Baugrund, der keine Widerlagerverschiebungen befürchten läßt, ist die Anordnung eines Scheitelgelenkes entbehrlich und der Zweigelenkbogen vorzuziehen.

Die Dreigelenkbogenträger werden wieder entweder vollwandig als Blechbogen oder als Fachwerkbogen ausgeführt. Eine besondere, auf die anfänglichen gußeisernen Bogenbrücken zurückgreifende Ausführungsart zeigt die 1900 erbaute Alexander-Brücke in Paris (Abb. 585),

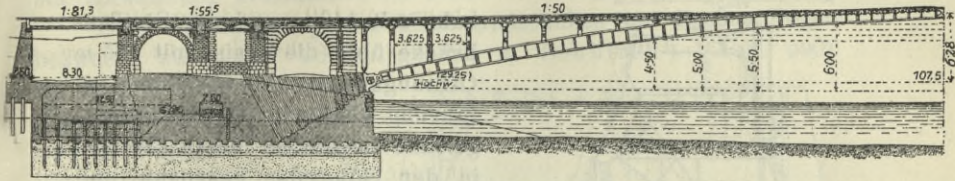


Abb. 585. Alexander-Brücke in Paris.

deren Bogen ein ganz ungewöhnlich flaches Stichverhältnis haben, 6.28 m Pfeil auf 107.5 m Stützweite, und aus Stahlgußsegmenten mit Schraubenbolzenverbindung zusammengesetzt wurden.



Abb. 586.

Dreigelenkfachwerkbogen erhalten so wie die Zweigelenkbogen entweder parallele Gurtungen oder geraden Obergurt mit Zwickelausfachung oder sie werden aus zwei sichelförmigen Bogenhälften

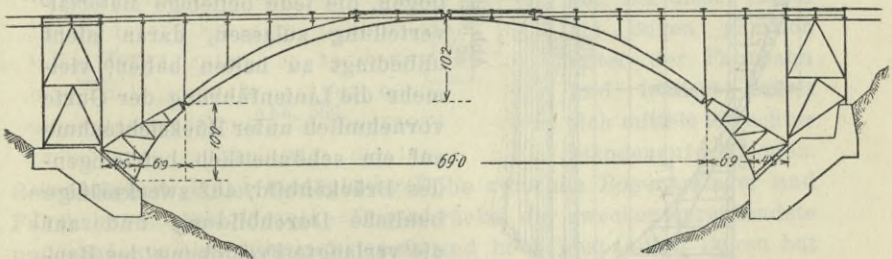


Abb. 587.

gebildet (Abb. 586). Letztere Form ist für die Erzielung annähernd gleicher Gurtstärke am rationellsten.

Die Verringerung der Bogenstützweite durch Vorsetzen der Kämpfergelenke (Abb. 587), wodurch die Größe der Biegemomente

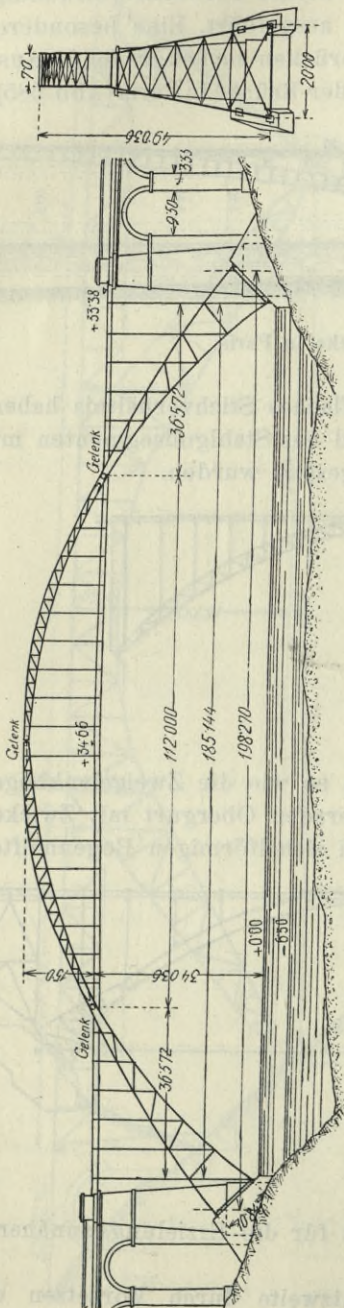


Abb. 588. Straßenbrücke über die Vilaine in Frankreich.

vermindert wird, kann ökonomisch vorteilhaft sein. Es ist diese Anordnung bei einigen Brücken in Frankreich, so der Austerlitz-Brücke über die Seine in der Pariser Stadtbahn mit 140 m und der Straßenbrücke über die Vilaine mit 185 m Öffnungsweite (Abb. 588) zur Ausführung gekommen. Die Kämpfergelenke liegen bei diesen Brücken in der Höhe der Fahrbahn und stützen sich auf, mit den Widerlagern verankerte Kragarme.

Die Form der Bogenträger wäre wohl, ähnlich wie bei Steinbogen, am rationellsten so anzunehmen, daß die Bogenschwerachse möglichst der mittleren Drucklinie, d. i. etwa jener für Eigengewicht und Vollbelastung mit halber Verkehrslast, entspricht, da dann die Biegemomente in den einzelnen Querschnitten am kleinsten werden. Bei annähernd gleicher Verteilung der Eigenlast gibt dies für die Bogenschwerachse eine Parabel, doch wird man sich bei Eisenbogen, die jede beliebige Materialverteilung zulassen, daran nicht unbedingt zu halten haben, vielmehr die Linienführung der Gurte vornehmlich unter Rücksichtnahme auf ein schönheitlich befriedigendes Brückenbild, auf zweckmäßige bauliche Durchbildung und auf die verlangte Freigebung des Raumes unter der Brücke bestimmen.

Die Knotenpunkte der gekrümmten Gurte werden demnach auf Kreis-, Parabel-, elliptischen oder Korbbogen geführt. Vollwandige Träger erhalten stetige Krüm-

mung. Bei Durchfahrten mit beschränkter Bauhöhe, für welche der Bogenschub durch Tieflagerung der Kämpfer vermindert werden soll, die Freihaltung der Durchfahrtshöhe aber in größerer Breite gefordert wird, können rahmenartige Bogenträger nach Art der Abb. 589 zur Anwendung kommen.

Eine Verminderung des Horizontalschubes bei flachen Bogen bezweckt auch der Vorschlag von A. Schnirch¹⁾ (Abb. 590).

Er besteht in der Anordnung eines Bogenträgers, der bei *A* und *B* wagrecht verschieblich gelagert, über die Widerlager hinaus aber verlängert und durch schräge Verankerungen mit möglichst tief

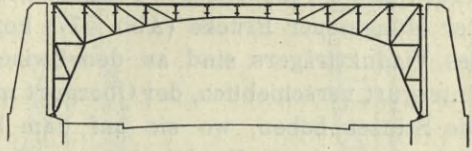


Abb. 589.

unter *A* und *B* gelegenen Punkten des Pfeilermauerwerks verbunden ist. Die Wirkung dieser Verankerung entspricht einer Tieferlegung der Kämpfer und ist ein solcher Träger wie ein gewöhnlicher Zweigelenkbogen, dessen Kämpfer in *A'* und *B'* liegen, zu berechnen, wobei man sich in *AA'* und *BB'* Stäbe eingeschaltet zu denken hat, die unter Vernachlässigung der Zusammenpressung des Mauerwerks als starr anzunehmen sind.

Was die Lage der Fahrbahn zum Bogen anbelangt, so findet

man bei den älteren Bogenbrücken fast ausschließlich jene Anordnung, die man als „Bahn oben“ bezeichnet. Bei dieser liegen die Bogen gänzlich unter der Fahrbahn und letztere stützt sich mittels lotrechter Ständer auf den Bogen.

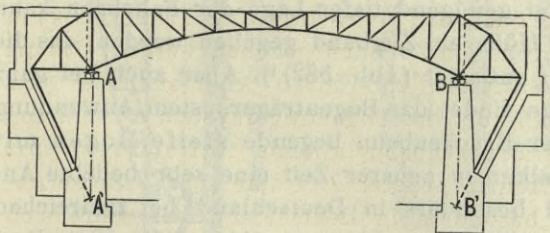


Abb. 590.

Bei genügend großer verfügbarer Höhe zwischen Bogenaufleger und Fahrbahn ist dies für eine Bogenbrücke die zweckentsprechendste und schönste Anordnung. Bei weit und hoch gespannten Bogen hat man dann auch die Fahrbahn nicht in jedem Knotenpunkt des Fachwerks gestützt, sondern sie auf einen Viadukt gelagert, der von eisernen, auf den Bogenträgern aufstehenden Pfeilern getragen wird. Werden dabei die Viaduktträger durchgehend ausgeführt, wie dies bei der

¹⁾ Zeitschrift d. österr. Ingen.- u. Arch.-Vereines 1884.

Mehrzahl der Brücken dieser Art der Fall ist (Abb. 576, 581), so ist die Lastübertragung auf den Bogen nicht mehr in einfacher Weise zu bestimmen und von der unmittelbaren Lasteinwirkung auf den Bogen um so mehr verschieden, je steifer der durchgehende Träger ausgeführt wird. Das System erhält dadurch eine hochgradige statische Unbestimmtheit, die sich nur beheben läßt, wenn die Längsträger des auf dem Bogen stehenden Viaduktes an den Stützen getrennt und als Einzelträger gelagert werden. Diese Anordnung ist bei der Müngstener Brücke (Abb. 577) korrekt durchgeführt. Die Gurte des Viadukträgers sind an den Zwischenstützen unterbrochen, der Untergurt verschieblich, der Obergurt mit Gelenkbolzen angeschlossen. Die Stützen haben, wo sie auf dem Bogen aufstehen, Blattgelenke, wirken sonach als Pendelstützen, auf die durch Längskräfte keine Biegungsbeanspruchung kommen kann. Durch eine Trennung der Obergurte bei d ist die Dilatation ermöglicht. Die Bremskräfte werden durch den festen Anschluß im Bogenscheitel aufgenommen, anderseits in den seitlichen Viadukten auf die äußeren niedrigen Gerüstpfeiler, die dafür entsprechend ausgebildet sind, übertragen.

Ist die Höhe zwischen Bogenaufleger und Fahrbahn im Verhältnis zur Spannweite nur gering, so bleibt zur Erzielung eines günstigen Stichverhältnisses nichts anderes übrig, als den Bogenscheitel über die Fahrbahn zu legen; letztere durchschneidet dann den Bogen und ist auf denselben teils gestützt, teils an ihn angehängt (Abb. 580, 591). Bei genügend tiefer Lage der Fahrbahn kann in diesem Falle in ihrer Höhe ein Zugband gegeben werden, das die Pfeiler vom Bogenschub entlastet (Abb. 582)¹⁾. Aber auch bei ganz unten liegender Fahrbahn findet das Bogenträgersystem Anwendung und es ist der über der Brückenbahn liegende steife Bogen mit Zugband oder Bogenbalken in neuerer Zeit eine sehr beliebte Anordnung geworden und besonders in Deutschland bei zahlreichen großen Brücken zur Ausführung gekommen (Abb. 592—594). Derartige Träger belasten ihre Stützen nur lotrecht, besitzen aber gegenüber Balkenfachwerken den Vorteil, daß sie freien Durchblick und Querverkehr über die Brücke gestatten, kürzere Druckstäbe enthalten und die Tragkonstruktion leichter erscheinen lassen. Eine Ersparnis ist damit gegenüber einem Balkenfachwerksträger im allgemeinen nicht verbunden, da der Eisenaufwand infolge des hinzutretenden Zugbandes ungefähr der gleiche wird. Hervorragende Beispiele für dieses

¹⁾ Die Bonner-Brücke (Abb. 591) hat kein Zugband. Dem Schube des Hauptbogens wirkt der Schub der flachen Seitenbogen entgegen. Ähnliches gilt für die Rhein-Brücke zu Düsseldorf (181·3 m) und die Elbe-Brücke zu Magdeburg (135 m).

Brückensystem liefern zahlreiche seit 1900 in Deutschland gebaute große Straßen- und Eisenbahnbrücken, die Rhein-Brücken bei Worms

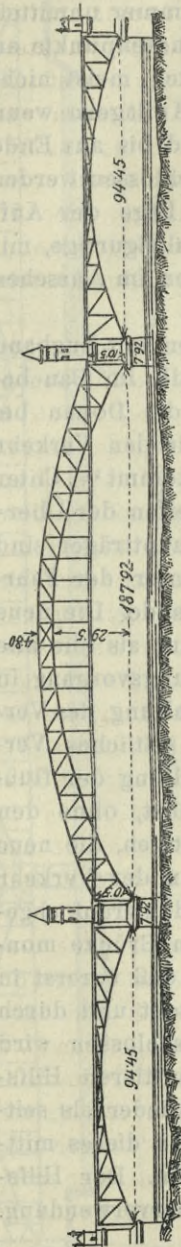


Abb. 591. Straßenbrücke über den Rhein in Bonn.

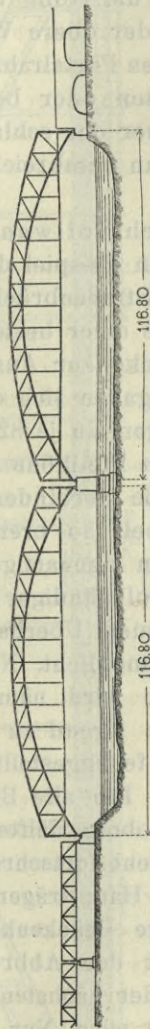


Abb. 592. Rhein-Brücke unterhalb Mainz.

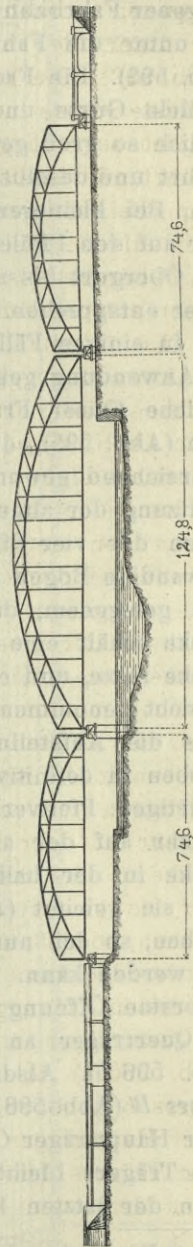


Abb. 593. Main-Brücke bei Frankfurt.

(116.3 m), Mainz (116.8 m), Köln, Nordbrücke (168.0 m), die Brücken über die Elbe bei Harburg (100 m), über die Memel bei Tilsit (105.6 m) u. a.

Liegen die Träger ganz über der Fahrbahn, so verbindet das Zugband die Endknotenpunkte der Bogen (Abb. 593, 594); bei höher gelegener Fahrbahn schließt auch das Zugband, das immer unmittelbar unter die Fahrbahn gelegt wird, an höhere Knotenpunkte an (Abb. 592). Die Fachwerkbogen mit Zugband erhalten meist nicht parallele Gurte und es wird die Höhe über den Auflagern wenn möglich so groß gewählt, daß der obere Windverband bis ans Ende geführt und daselbst durch einen Portalrahmen abgeschlossen werden kann. Bei kleineren Spannweiten oder bei tieferer Lage der Auflager auf den Pfeilern kann aber der schlankere parallelgurtige, mit dem Obergurt bis zur Fahrbahn herabreichende Bogen im Aussehen besser entsprechen.

In einigen Fällen sind auch vollwandige Bogen mit Zugband zur Anwendung gekommen. Ein Beispiel dafür gibt die im Bau befindliche Kaiser Franz-Joseph-Straßenbrücke über die Donau bei Wien (Abb. 595), die an Stelle einer bestehenden, für den Verkehr unzureichend gewordenen Brücke zur Ausführung kommt¹⁾. Unter Benützung der alten Pfeiler ergaben sich die Stützweiten der Überbauten der vier Stromöffnungen zu je 82 m. Die Hauptträger sind vollwandige Bogen mit 13,85 m Pfeilhöhe und mit unter der Fahrbahn gelegenen, die Bogenfüße verbindenden Zugbände. Die neue Brücke erhält eine etwa doppelt so breite Fahrbahn, als die alte Brücke hatte, und es wurde ein eigenartiger Montierungsvorgang in Aussicht genommen, der bei vollständiger Aufrechthaltung des Verkehrs die Aufstellung des neuen Überbaues ohne seitliches Verschieben in definitiver Lage ermöglicht. Nach Herstellung der flußabwärtigen Pfeilverlängerungen wird nämlich zunächst, ohne den Verkehr auf der alten Brücke irgend zu beeinträchtigen, die neue Brücke in der halben Breite fertiggestellt und dann der Verkehr über sie geleitet (Abb. 596 a). Die alte Brücke wird hierauf abgebrochen, so daß nunmehr die obere Hälfte der neuen Brücke montiert werden kann. Dies geschieht fortschreitend so, daß vorerst in der ersten Öffnung ein dritter Hauptträger *C* aufgestellt und durch die Querträger an die fertige Brückenhälfte angeschlossen wird (Abb. 596 b). Alsdann erfolgt der Abbruch des mittleren Hilfstägers *B* (Abb. 596 c), der in der nächsten Öffnung wieder als seitlicher Hauptträger *C* verwendet wird. Nur das Zugband dieses mittleren Trägers bleibt als Längsträger in der Fahrbahn. Der Hilfsbogen der letzten Brückenöffnung bleibt ohne Wiederverwendung.

¹⁾ Der Neubau der Kaiser Franz-Joseph-Brücke über die Donau in Wien. Von Baudirektor Rudolf Reich. Österr. Wochensch. f. d. öff. Baukunst, 1914, Heft 22.

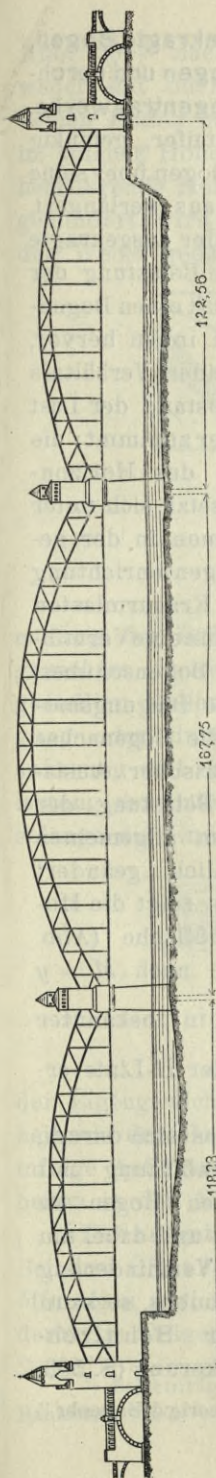


Abb. 594. Straßen- und Eisenbahnbrücke (Nordbrücke) über den Rhein in Köln.

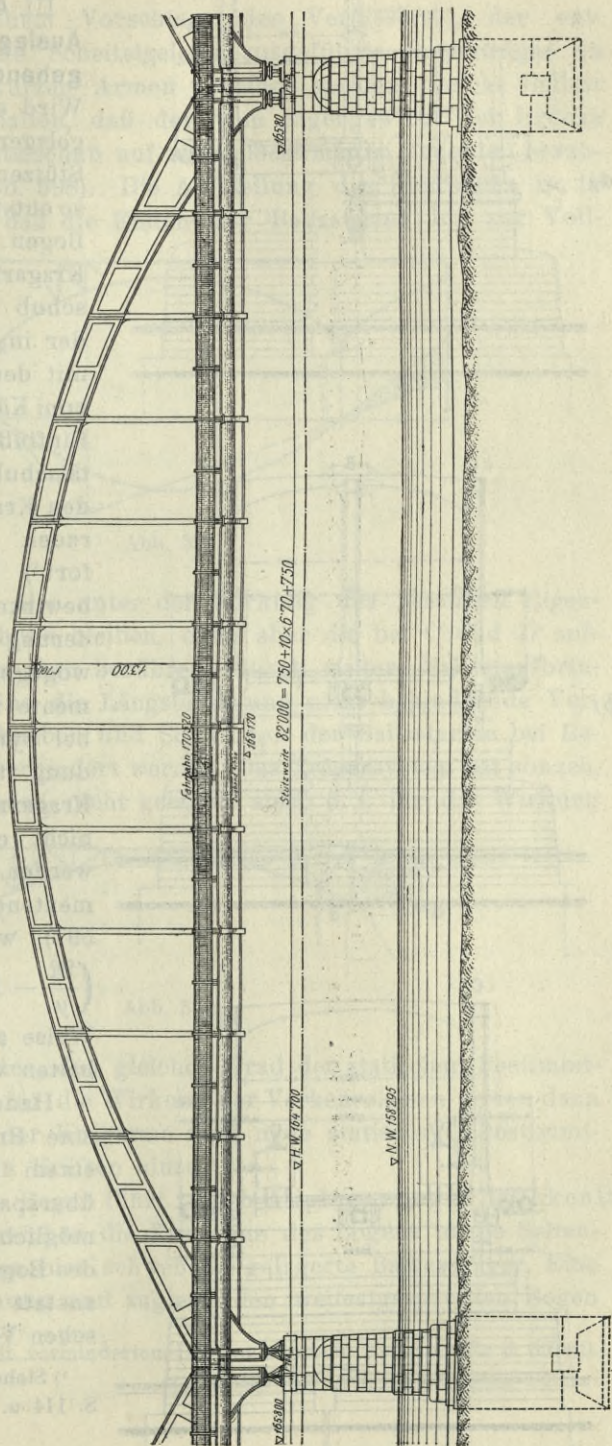
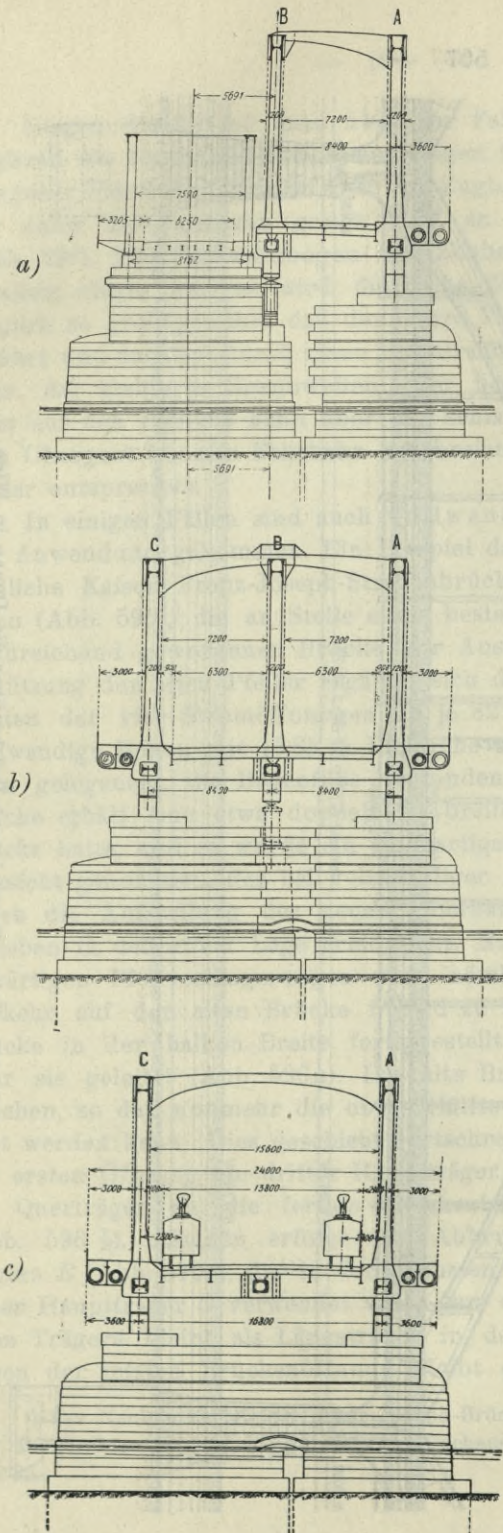


Abb. 595. Kaiser Franz-Joseph-Bridge über die Donau in Wien.



III. Ausgekragte Bogen, Auslegerbogen und durchgehende Bogentragwerke.

Wird ein steifer, gelenkig gelagerter Bogen über seine Stützen hinaus verlängert, so entsteht der ausgekragte Bogen. Eine Belastung der Kragarme ruft einen Bogenschub nach innen hervor, der im geraden Verhältnis mit dem Abstand der Last vom Kämpfer zunimmt; die Einflußlinie des Horizontalschubes setzt sich unter den Kragarmen in der geraden Tangentenrichtung fort¹⁾. Die Kragarmlasten bewirken sohin eine Verminderung des Bogenschubes, wogegen die Biegemomente auf die Bogenachse bei symmetrischer Ausladung und Belastung der Kragarme im allgemeinen nicht erheblich geändert werden. Dies zeigt die Momenteneinflußfläche (Abb. 597), welche nach $M = y \left(\frac{M}{y} - H \right)$ in bekannter Weise aus der H -Linie erhalten wird.

Handelt es sich darum, eine Brückenöffnung mit einem flachen Bogen zu überspannen und dabei um möglichste Verminderung des Bogenschubes, so kann anstatt der Schnirch-schen Verankerung (S. 503,

¹⁾ Siehe „Theorie d. Bogenbr.“ S. 114 u. f.

Abb. 596. Kaiser Franz-Joseph-Donau-Brücke in Wien.

Abb. 590) nach einem Vorschlage des Verfassers¹⁾, der entweder mit oder ohne Scheitelgelenk ausgeführte Bogenträger an beiden Enden mit kurzen Armen versehen werden, welche Ballast in solcher Höhe erhalten, daß der vom Eigengewicht der Brücke herrührende Horizontalschub auf einem bestimmten Bruchteil herabgemindert wird (Abb. 598). Die Aufstellung des Überbaues ist in der Weise gedacht, daß die Enden der Ballastarme bis zur Voll-

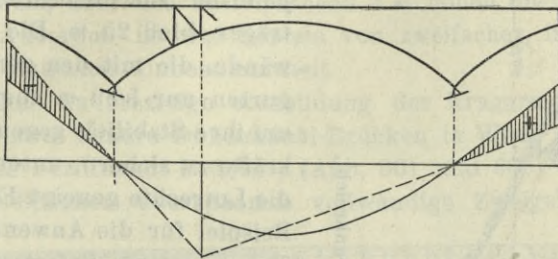


Abb. 597.

endung der Brücke, also unter der Wirkung des gesamten Eigengewichtes, freischwebend bleiben, dann aber die bei *C* und *D* aufgestellten Rollenlager eben berühren. Durch weitere Ballastaufbringung oder durch eine die Längsbewegung nicht behindernde Verankerung soll das Abheben und Schwingen der Ballastarme bei Belastung der Brücke verhindert werden. Das Trägersystem hat sonach, solange die Enden noch nicht gelagert sind, d. i. für die Wirkung

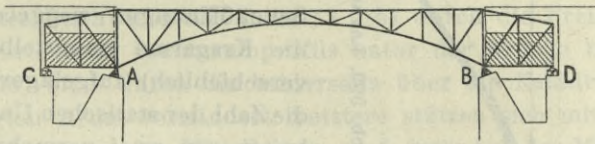


Abb. 598.

der Eigengewichtslasten, den gleichen Grad der statischen Bestimmtheit wie der Bogen; für die Wirkung der Verkehrslasten treten dann infolge Auflagerung der Kragarme zwei neue statische Unbestimmtheiten in den äußeren Kräften hinzu.

Der ausgekragte Bogen führt zu den Auslegerbogenbrücken. Bei drei Öffnungen reichen die Kragarme des Bogens in die Seitenöffnungen und stützen hier schwebend gelagerte Balkenträger. Eine derartige Trägerordnung und zugleich den weitestgespannten Bogen

¹⁾ Bogenträger mit vermindertem Horizontalschub. Zeitschr. für d. öffentl. Baukunst, 1897.

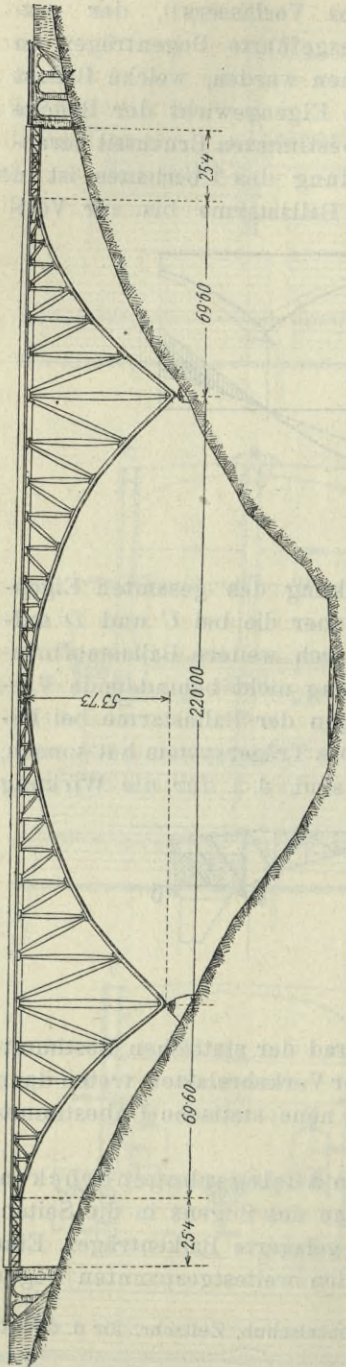


Abb. 599. Lavaur-Viadukt über die Viaur (Frankreich).

auf dem europäischen Festlande zeigt die Lavaur-Brücke über die Viaur auf der Eisenbahnlinie Carmaux—Rodez in Frankreich (Abb. 599). Die Stützweite des Dreigelenkbogens beträgt 220 m, die Länge der Kragarme rund 70 m, jene der anschließenden Schwebeträger bloß 25 m. Die Bogentragwände, die mit den geraden Obergurten nur 5.89 m abstehen, sind, um ihre Stabilität gegen die Seitenkräfte zu sichern, unter 1:4 gegen die Lotrechte geneigt. Ein kleineres Beispiel für die Anwendung dieses Trägersystems liefert die Straßenbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln¹⁾. Die Scheitelgelenke der Dreigelenkbogen wurden hier aber nach der Probelastung vernietet, so daß die Träger für die Verkehrslast einfach statisch unbestimmt sind.

Werden die Schwebeträger oder kurzen Schleppträger in den Seitenöffnungen weggelassen und die Kragarme unmittelbar (längsverschieblich) aufgelagert, so wird die Zahl der statischen Unbestimmtheiten um zwei vermehrt²⁾. Diese Anordnung in Verbindung mit einem Scheitelgelenk finden wir u. a. bei der Mirabeau-Brücke in Paris (Abb. 600). Der sehr flache, mit dem Pfeilverhältnis 1:16.1 ausgeführte Dreigelenkbogen überspannt die 99.3 m weite Mittelöffnung und mit den beiderseitigen Armen die 37.0 m weiten Seiten-

¹⁾ Zeitschr. d. Vereines d. Ingenieure, 1900, S. 763.

²⁾ Siehe „Theorie d. Bogenbr.“ S. 156.

öffnungen. Letztere haben die Fahrbahn auf gewölbten Ziegelkappen mit einer darüber liegenden hohen Betonschichte, wogegen in der Mittelöffnung die Fahrbahnplatte aus Flachblechen gebildet ist. Dadurch ist ein Unterschied im Eigengewicht pro 1 m Träger von 5.1 t gegen 3.4 t und eine dementsprechend große Verminderung im Bogenschub erzielt, so daß die Mittelpfeiler in der Stärke von 10 m gehalten werden konnten. Der Bogen hat Zwickelausfachung mit einem, über den Mittelpfeilern 2 m hohen Blechbogen als Untergurt. Äußerlich ist das System von zweifacher, innerlich aber von hoher statischer Unbestimmtheit.

Eine andersartige Ausbildung der Kragarme von Blechbogen zeigen zwei neuere Donaukanal-Brücken in Wien, die Marien-Brücke und die Ferdinands-Brücke¹⁾ (Abb. 601 und 602). Die Mittelöffnung dieser Brücken überspannen vollwandige Zweigelenkbogen, deren

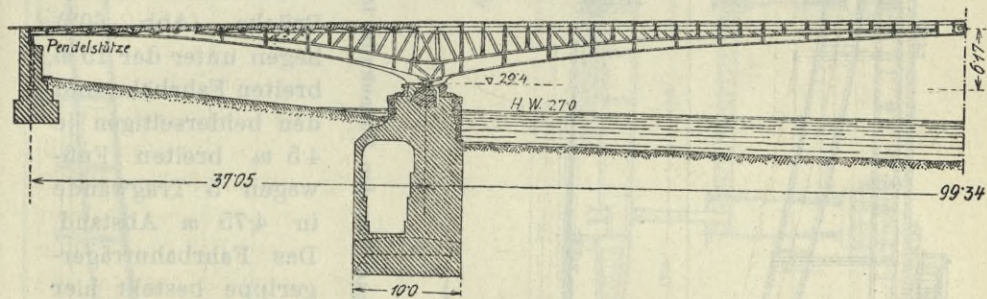
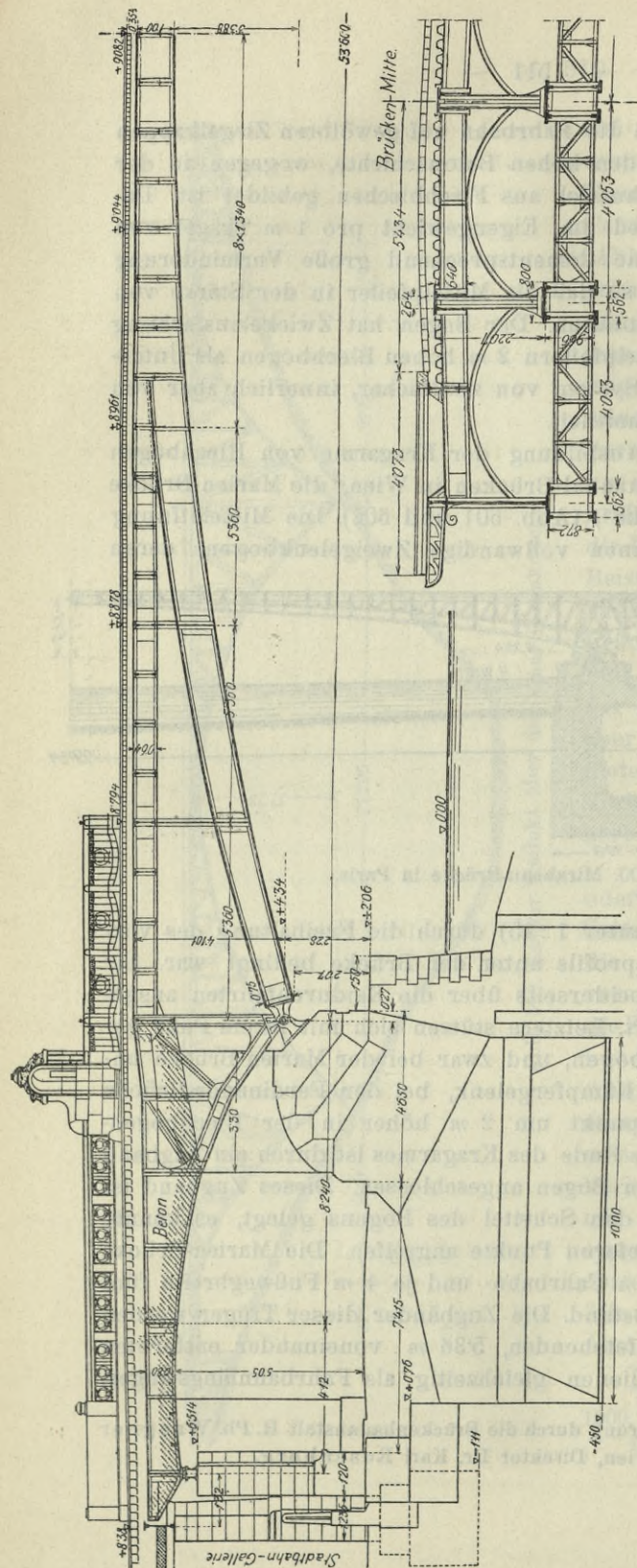


Abb. 600. Mirabeau-Brücke in Paris.

kleines Stichverhältnis (unter 1 : 15) durch die Freihaltung des vorgeschriebenen Lichtraumprofils unter der Brücke bedingt war. Ihr Schub wird durch die beiderseits über die Kaidurchfahrten ausgekragten Arme vermindert. Letztere stützen sich mit ihrem Fuße gelenkig gegen den Mittelbogen, und zwar bei der Marien-Brücke unmittelbar gegen dessen Kämpfergelenk, bei der Ferdinands-Brücke liegt dieser Gelenkstützpunkt um 2 m höher in der Blechbogenwandung. Das landseitige Ende des Kragarmes ist durch ein Zugband festgehalten und an den Bogen angeschlossen. Dieses Zugband ist bei beiden Brücken in den Scheitel des Bogens gelegt, es könnte aber auch an einem tieferen Punkte angreifen. Die Marien-Brücke (Abb. 601) hat bei 10.8 m Fahrbahn- und je 4 m Fußwegbreite fünf Tragwände in 4.05 m Abstand. Die Zugbänder dieser Träger werden von auf den Bogen aufstehenden, 5.36 m voneinander entfernten Stützen getragen und dienen gleichzeitig als Fahrbahnträger,

¹⁾ Entwurf und Ausführung durch die Brückenbauanstalt R. Ph. Waagner J. u. L. Biro & Kurz in Wien, Direktor Dr. Karl Rosenberg.



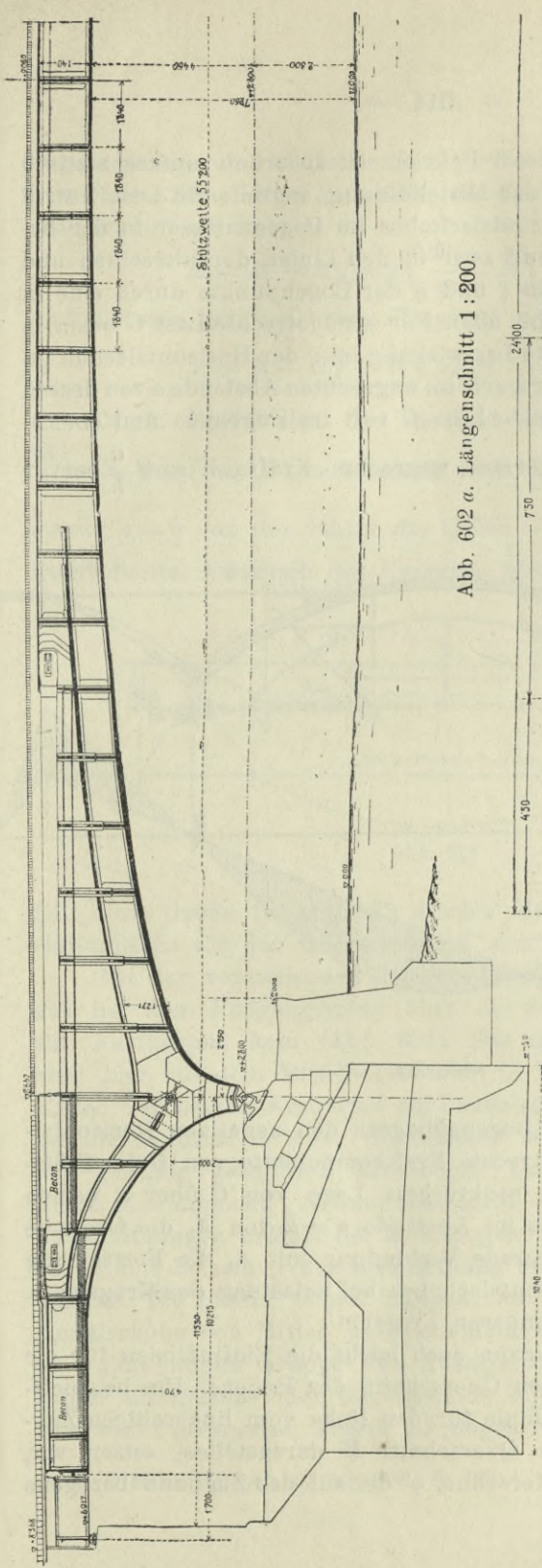


Abb. 602 a. Längenschnitt 1 : 200.

Abb. 602. Ferdinands Brücke über den Donaukanal in Wien
 Akt.-G. R. Ph. Waagner, Biro & Kurz.

Abb. 602 b. Querschnitt
 1:10; linke Hälfte durch
 den Kämpfer, rechte
 Hälfte durch den Scheitel.

Das Trägersystem dieser Brücken ist äußerlich einfach statisch unbestimmt. Für eine in der Mittelöffnung angreifende Last 1 wird die Einflußlinie des Horizontalschubes im Bogenauflager in der bekannten Weise erhalten, und zwar in den Linien der lotrechten und wagrechten Verschiebungen ξ und η der Bogenpunkte durch eine in A angreifende Kraft 1 (Abb. 603). Für eine lotrechte Last $G = \overline{mn}$ in M ist ξ , für eine wagrechte Lastwirkung ist η der Horizontalschub im Kämpfer B . Eine auf den Kragarm im wagrechten Abstände a von dessen unterer Stütze C angreifende Last G ruft im Zugbande und ebenso im Stützpunkte des Kragarmes wagrechte Kräfte $W = G \frac{a}{h}$ hervor

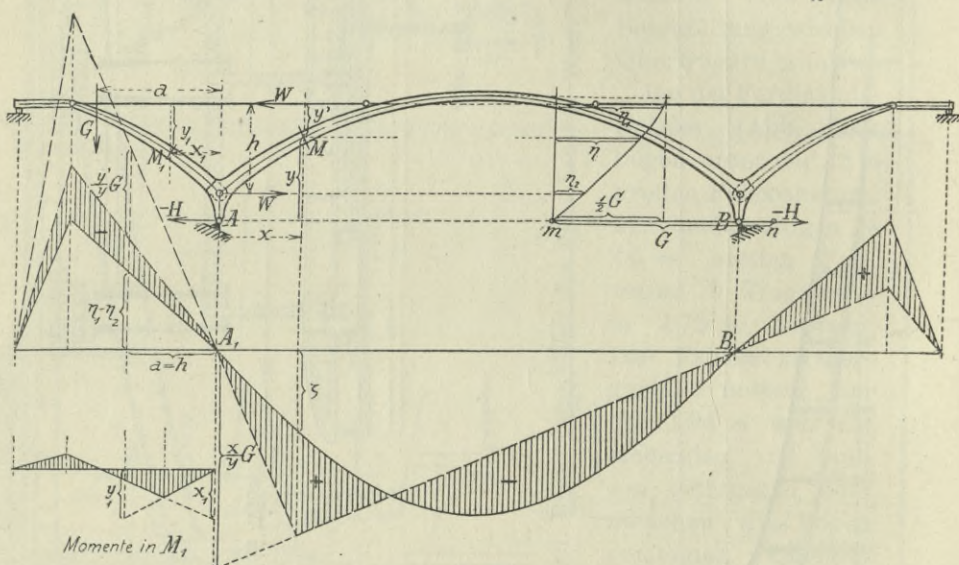


Abb. 603.

und diese geben in den Bogenauflagern den negativen Horizontalschub W ($\eta_1 - \eta_2$). Die lotrechte Kraftkomponente von G im Stützpunkte C verursacht bei senkrechter Lage von C über A keinen Schub. Trägt man sonach im Abstände $a = h$ von A_1 die Ordinate $\eta_1 - \eta_2$ auf, so gibt die gerade Verbindung mit A_1 die Fortsetzung der Einflußlinie des Horizontalschubes bei Belastung des Kragarmes. Das gleiche gilt für den anderen Kragarm.

Damit ergeben sich dann auch leicht die Einflußlinien für die Kräfte in einem beliebigen Querschnitt des Bogens. Um beispielsweise die Momenteneinflußlinie für den links vom linksseitigen Zugbandanschlusse gelegenen Querschnitt M darzustellen, setzen wir, wenn y die auf die Kämpfersehne, y' die auf das Zugband bezogene

Bogenordinate und \mathfrak{M} das Moment der Vertikalkräfte (Balkenmoment) bezeichnet, für eine im Mittelfelde des Bogens oder am rechten Kragarm angreifende Last G

$$M = \mathfrak{M} - Hy = y \left(\frac{\mathfrak{M}}{y} - H \right)$$

und für eine Last am linken Kragarm

$$M = \mathfrak{M} - Hy + Wy' = y \left(\frac{\mathfrak{M}}{y} + W \frac{y'}{y} - H \right)$$

Damit ergibt sich das Moment aus der Ordinaten Differenz $\frac{\mathfrak{M}}{y} - H$, wozu im linken Kragarm noch die Größe $W \frac{y'}{y}$, d. i. im Abstände $a = h$ von der Stütze die Größe $G \frac{y'}{y}$, hinzutritt. Für die Querschnitte außerhalb des Kragarm- und Zugbandanschlusses ent-

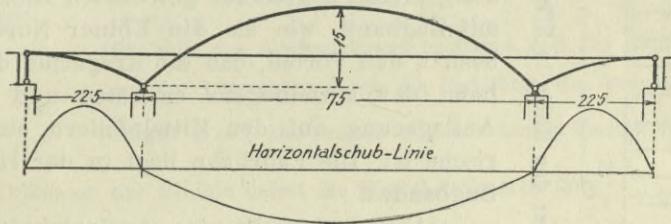


Abb. 604.

fällt diese Größe. In Abb. 603 wurden die Ordinaten der Momenteneinflussfläche für den Querschnitt M schraffiert.

Mit der vorstehenden Trägerordnung verwandt ist das System, das bei dem Fußgängersteg über die Seine in Passy, Paris (1900) zur Ausführung kam (Abb. 604). Das durchgehende Zugband ist aber hier mit dem Mittelbogen nicht in Verbindung, dafür sind die Enden der beiden Kragarme auf Pendelstützen gelagert. Das System zerfällt dadurch in zwei voneinander unabhängige Tragwerke: in den gelenkig gelagerten Mittelbogen und in die beiden seitlichen, durch das Zugband verbundenen Halbbogen. Durch Lasten in den Seitenöffnungen erfährt der Mittelbogen keine Beanspruchung, ebenso ist eine Belastung der Mittelöffnung auf die Seitenöffnungen ohne Einfluß. Die Pfeiler haben dagegen nur den Unterschied der Horizontalschübe von Mittel- und Seitenfeld aufzunehmen¹⁾.

Eine zweite Gruppe von Auslegerbogenträgern hat die Kragträger als Balken oder Bogenbalken, die dazwischen eingehängten, schwebend gelagerten Träger als Bogenträger ausgebildet. Erhalten

¹⁾ Siehe „Theorie d. Bogenbr.“ S. 123.

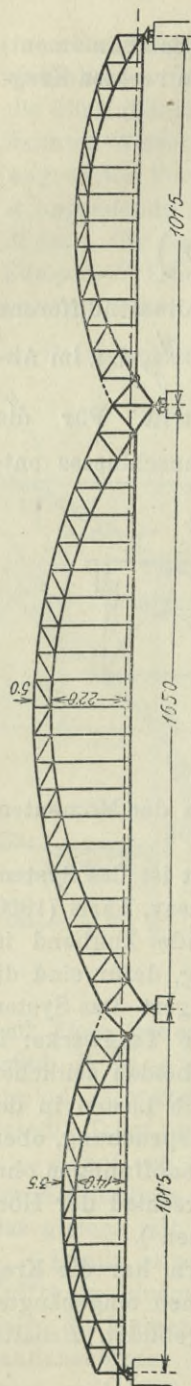


Abb. 605. Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln. (Südbrücke.)

letztere ein den Horizontalschub aufnehmendes Zugband, so werden sämtliche Stützen nur lotrecht belastet und es entsteht eine Trägeranordnung, die hinsichtlich der äußeren Kräfte als gewöhnlicher Gerberträger oder Auslegerbalken aufzufassen ist. Ein Beispiel dafür gibt die Eisenbahnbrücke über den Rhein in Köln (Südbrücke) (Abb. 605). Der die Mittelöffnung von 165 m Stützweite überspannende Bogen mit einem an den ersten Knotenpunkt neben dem Auflager angeschlossenen Zugbande ist um eine Fachweite in die beiden 101.5 m weiten Seitenöffnungen ausgekragt und stützt hier je einen Zweigelenkbogen mit Zugband. Diese Anordnung erzielt gegenüber getrennten Einzelbogen mit Zugband, wie sie die Kölner Nordbrücke besitzt, den Vorteil, daß die Kragarme das Zugband des Mittelbogens entlasten und daß die Auflagerung auf den Mittelpfeilern eine zentrische ist. Die Fahrbahn liegt in der Höhe des Zugbandes.

Abb. 606 stellt eine Auslegerbrücke dar, bei der die über den Seitenöffnungen liegenden Balkenträger in die Mittelöffnung ausgekragt sind und hier einen Zweigelenkbogen als Schwebeträger stützen. Erhält dieser kein Zugband, so muß der Bogenschub von den festen Lagern der Balkenträger aufgenommen werden. Die Momente, die eine Belastung des Mittelfeldes in den seitlichen Balkenträgern hervorruft, werden durch den Bogenschub vermindert, ebenso auch die Tendenz des Abhebens von der Endstütze, so daß daselbst die Verankerung oder Ballastaufbringung, die ein Gerberträger erfordern würde, eventuell ganz entfallen kann. Da auch das Zugband erspart wird, so kann sich die Anordnung als vorteilhaft erweisen, falls nicht die Aufnahme des Schubes kostspielige Verstärkungen der Mittelpfeiler erfordert.

In Abb. 606 ist die Einflußlinie für das Moment im Punkte m des Kragträgers dargestellt. Da der Bogenschub im Endauflager den Auflagerdruck $H \frac{h}{l_1}$ hervorruft, so wird das Moment im betrachteten Punkte mit dem Abstände x von der Endstütze $M = \mathfrak{M} + H \frac{h}{l_1} x = x \left(\frac{\mathfrak{M}}{x} + H \frac{h}{l_1} \right)$. Hierin ist \mathfrak{M} durch die Ein-

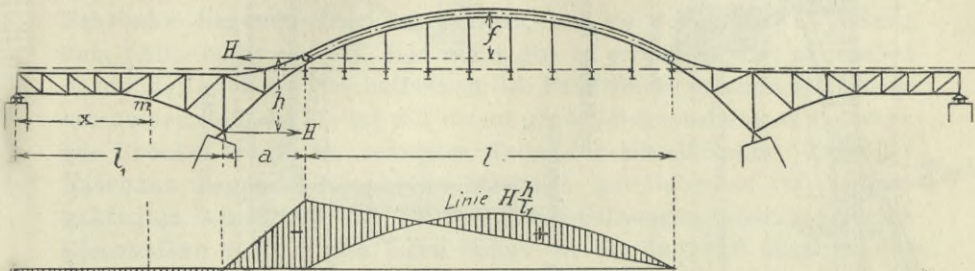


Abb. 606.

flußlinie des Gerberträgers bestimmt und die Linie $\frac{\mathfrak{M}}{x}$ gibt auf der Lotrechten durch die Endstütze den konstanten Abschnitt $G = 1$. Die Summierung mit den im Verhältnis $\frac{h}{l_1}$ redu-

zierten Ordinaten der H -Linie liefert die Einfluß-Ordinaten für $\frac{M}{x}$.

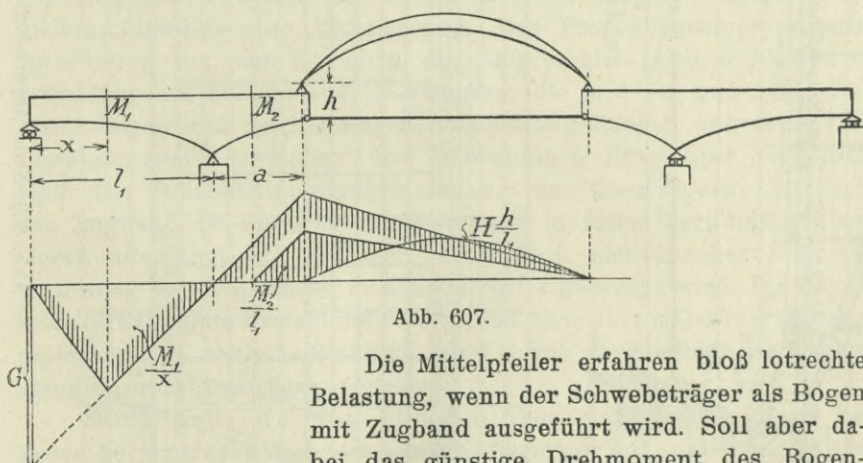


Abb. 607.

Die Mittelpfeiler erfahren bloß lotrechte Belastung, wenn der Schwebeträger als Bogen mit Zugband ausgeführt wird. Soll aber dabei das günstige Drehmoment des Bogenschubes auf die seitlichen Kragträger nicht ganz in Wegfall kommen, so müßte das Zugband nicht an den Bogen, sondern in einem tieferen Punkte an die Kragträger angeschlossen werden (Abb. 607). Dieses Trägersystem¹⁾ gelangt bei dem Neubau der Aspern-Brücke über den

¹⁾ Die Aktiengesellschaft R. Ph. Waagner, L. u. J. Biro & A. Kurz und Dr. Karl Rosenberg haben darauf ein vom 1. Mai 1913 laufendes österreichisches Patent erwirkt.

Donaukanal in Wien durch die Brückenbauanstalt Waagner-Biro-Kurz nach deren Wettbewerbentwürfe zur Ausführung (Abb. 608).

Bei dieser Brücke ist die, durch Freihaltung einer Höhe von 2 m über den Vorkais sehr beschränkte Bauhöhe noch etwas kleiner als bei den beiden oben beschriebenen neuen Donaukanalbrücken, der Marien- und Ferdinands-Brücke, so daß eine ganz unterhalb der Fahrbahn liegende Tragkonstruktion, wie sie dort zur Anwendung kam (Abb. 601 und 602), hier nicht gut zu erreichen war; abgesehen davon, daß auch die Beschaffenheit des Baugrundes es nicht erwünscht erscheinen ließ, die Pfeiler mit einem großen Bogenschube zu belasten. Die Brücke erhält im zentralen Teile der Mittelöffnung über der Fahrbahn liegende Blechbogen, die sich mit Gelenken auf die ausgekragten Arme der die seitlichen Kai-Öffnungen überspannenden Blechbalken stützen und ihren Schub an ein Zugband abgeben, das unter der Fahrbahn und 2.67 m tief unter den Bogenkämpfern die Kragarme verbindet. Die Brücke ist schief, die Bogen der beiden Tragwände stehen aber einander normal zur Brückenlängsachse gegenüber, was verschieden lange Kragarme im rechten und linken Kragträger ergab. Eine schwere Fahrbahn in den Seitenöffnungen — Granitpflaster auf 80 cm starker Betonplatte gegenüber Holzstöckel auf Hängeblechen im Mittelfelde — sichert die Endauflager der Träger gegen Abheben; die Träger mit den langen Kragarmen erhielten überdies eine Verankerung. Das Fahrbahngerippe, dessen Anordnung aus dem Grundriß und Querschnitt (Abb. 608 b und c) ersichtlich ist, besteht aus Querträgern, die in 5.8 m und 5.3 m Abstand liegen und an die Bogen durch Hängestangen angeschlossen, beziehungsweise zwischen die vollwandigen Kragträger eingebaut sind. Die Fahrbahnlängsträger sind mit den Querträgern und auch das Zugband ist mit den Hängestangen in fester Verbindung, wodurch allerdings ein gewisser, wenn auch nicht großer Teil der Spannung des Zugbandes in die Fahrbahn gebracht wird. Die Bogen mit vollwandigem Kastenquerschnitt sind ohne oberer Querverbindung gelassen; ihre seitliche Stabilität wird durch die Steifheit der Hängestangen und Querträger gesichert.

Durchgehende Bogenträger über mehrere Öffnungen belasten bei wagrecht verschieblicher Auflagerung auf den Mittelpfeilern diese nur lotrecht und geben ihren Schub an die Endwiderlager ab. Sind die über n Öffnungen gespannten Bogen untereinander fest, d. i. ungelenkig verbunden und gelenkig gelagert (Abb. 609), so entsteht ein Tragwerk mit n facher äußerer statischer Unbestimmtheit. Durch Anordnung von Scheitelgelenken ließe sich diese Unbestimmtheit zwar beheben, doch wird dann das System bei einer geraden

Anzahl von Öffnungen hochgradig verschieblich und bei einer ungeraden Felderzahl tritt bei Belastung einer Öffnung in den Kämpfern abwechselnd Druck und Zug auf. Für Brücken ist der kontinuierliche Dreigelenkbogen sonach ungeeignet. Als Zweigelenkbogen, aber mit konstant bleibendem Horizontalschub, ist der durchgehende Träger bei der Eisenbahnbrücke in Dresden zur Ausführung gekommen. (Siehe Abb. 614.)

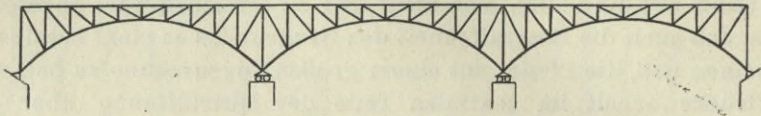


Abb. 609.

Sind die Einzelbogen über den Mittelpfeilern gelenkig verbunden (Abb. 610), so ergibt sich nur eine einfache statische Unbestimmtheit. Der Horizontalschub durch lotrechte Belastung, der sich für den Einzelbogen mit Kämpfergelenken aus

$$H = \frac{\int_0^l \frac{M y}{J} ds}{\int_0^l \frac{y^2}{J} ds + \int_0^l \frac{ds}{F}}$$

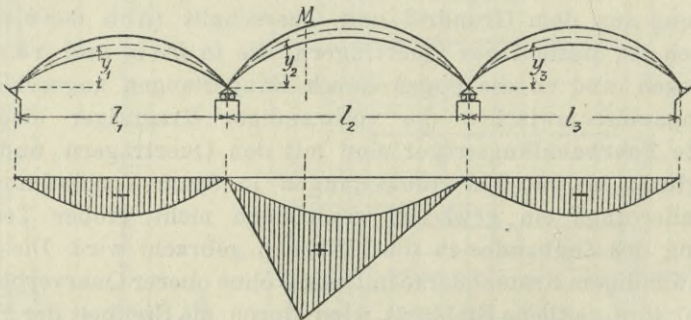


Abb. 610.

berechnet, folgt für das vorliegende System aus¹⁾

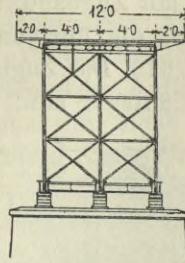
$$H = \frac{\int_0^l \frac{M y}{J} ds}{\int_0^{l_1} \frac{y_1^2}{J} ds + \int_0^{l_2} \frac{y_2^2}{J} ds + \dots + \int_0^{l_1} \frac{ds}{F} + \int_0^{l_2} \frac{ds}{F} + \dots}$$

¹⁾ Siehe „Theorie d. Bogenbr.“ S. 120.

Hierin bezeichnet M das Balkenmoment für die Belastung des Einzelfeldes, $y_1 y_2 \dots$ die Bogenordinaten im 1. 2. ... Felde. Bei n gleichen Feldern wird sonach der Schub, der bei Belastung bloß eines Feldes auftritt, der n te Teil des Schubes für den Einzelbogen. Die Biegemomente und auch die Einsenkungen werden demnach für den durchgehenden Bogen beträchtlich größer als für den Einzelbogen mit unverschieblichen Kämpfern. Es ist aber mit seiner Anordnung der Vorteil verbunden, daß die Mittelpfeiler keinem Horizontalschube ausgesetzt werden.

Die, soviel bekannt, erstmalige und vorerst noch vereinzelt Anwendung hat dieses Trägersystem bei der Straßenbrücke über die Drau in Marburg gefunden (Abb. 611)¹⁾. Diese Brücke besitzt drei nahezu gleich große Öffnungen, die mit vollwandigen Bogen überspannt sind, deren Stützweite und Pfeilhöhe in der Mittelloffnung 42,0 m und 10,28 m, in den Seitenöffnungen 40,32 m und 10,055 m beträgt. In der Brückenbreite von 12 m liegen drei Tragwände, die aus je einem Trägerpaar bestehen. Die Blechbogen haben I-Querschnitt mit im Scheitel 1100 mm, an den Kämpfern 600 mm hohen Stehblech. Sie stützen sich über den Mittelpfeilern auf den gemeinsamen Kippzapfen eines Rollenlagers (Abb. 612).

Ersetzt man in der vorbeschriebenen Trägeranordnung die festen Endlager durch ein sie verbindendes Zugband, so entsteht das im Wesen damit gleichartige System



Zu Abb. 611.

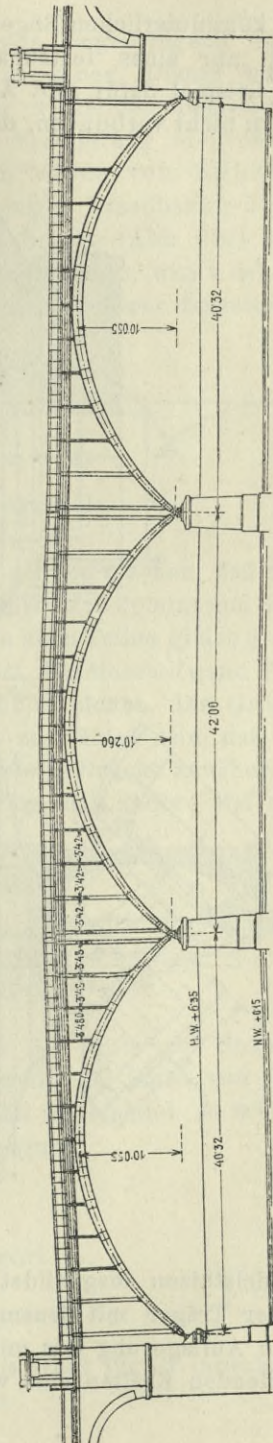


Abb. 611. Straßenbrücke über die Drau in Marburg.
Entwurf. K. k. Arbeitsministerium. Ausführung: Akt.-G. R. Ph. Waagner, L. u. J. Biro & A. Kurz.

¹⁾ Allgem. Bauzeitung, 1914, Heft 2. Der Neubau der Reichsstraßenbrücke über die Drau in Marburg. Von k. k. Oberbaurat G. Hermann und Obering. A. Hochsinger.

Noch wären als eine besondere Art von Bogenträgern jene mit konstantem Horizontalschube zu erwähnen. Dieser wird durch einen auf das verschiebliche Auflager wirkenden belasteten Kniehebel oder mit der Fahrbahn nicht in Verbindung stehenden Dreigelenkbogen hervorgerufen. Das System wurde von Köpcke vorgeschlagen und von ihm bei der viergleisigen Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden angewendet. Diese Brücke (Abb. 614) hat eine über 3 Öffnungen durchgehende Tragkonstruktion, wirkt daher wie ein kontinuierlicher Balkenträger, zu dessen äußerer Belastung noch die unverändert bleibende Horizontalkraft H hinzutritt. Letztere wird durch den Schub der im Altstädter Widerlager liegenden künstlich belasteten Dreigelenkbogen hervor-

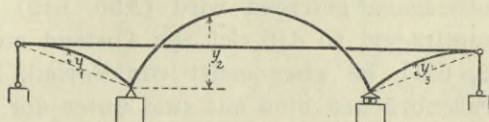


Abb. 613.

Zugunsten dieses Systems läßt sich geltend machen, daß die statische Unbestimmtheit für den Bogenschub in Wegfall kommt und daß Temperaturänderungen, wenigstens wenn sie in allen Teilen gleich groß sind, keine Spannungen bewirken. Dagegen ist der Mehraufwand für die Kosten der Schubvorrichtung in Betracht zu ziehen. Die Größe der Horizontalkraft H dürfte zweckmäßig so zu wählen sein, daß in den Gurtungen der unbelasteten und der belasteten Brücke annähernd die gleichen Spannungen, das eine Mal als Zug, das andere Mal als

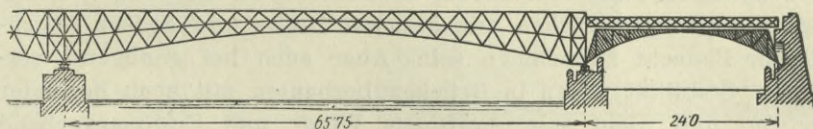


Abb. 614. Eisenbahnbrücke über die Elbe in Dresden.

Druck auftreten. Ist für den Querschnitt in der Mitte der Spannweite M_g das Balkenmoment vom Eigengewicht, M_p jenes von der Verkehrslast, f die Pfeilhöhe, h die Trägerhöhe im Scheitel, so müßte sonach für gleichen Zug und Druck im Obergurt

$$H = \frac{2M_g + M_p}{2f}$$

und für gleichen Druck und Zug im Untergurt

$$H = \frac{2M_g + M_p}{2(h + f)}$$

gemacht werden. Es wird sich empfehlen, die Wahl für H innerhalb der dadurch bestimmten Grenzen zu treffen.

§ 35. Die Anordnung des Querschnittes und der Fahrbahn der Bogenbrücken.

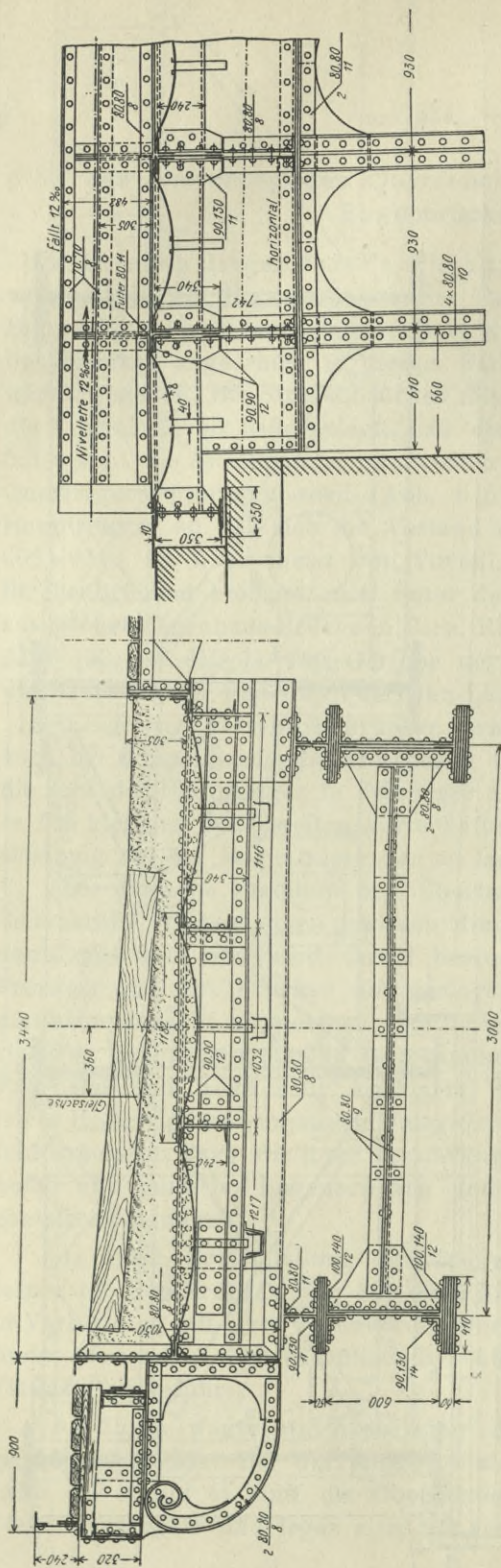
Bei oben liegender Fahrbahn, welche, wie schon bemerkt wurde, bei den Bogenbrücken die Regel bildet, ist die Zahl der Hauptträger nicht beschränkt und es werden, von eingleisigen Eisenbahnbrücken abgesehen, in diesem Falle meist mehr als zwei Tragwände gegeben. Bei Straßenbrücken mittlerer Weite findet man auch die Tragwände so nahe gelegt, daß die Fahrbahn-Längsträger entfallen und die Brückentafel unmittelbar von den entsprechend nahen Querträgern getragen wird (Abb. 615). Eine geringere Zahl der Hauptträger, so daß sich ihr Abstand mit 4—5 m ergibt (Abb. 601, 602, 621), ist aber meist von Vorteil. Man hat aber auch breite Straßenbrücken bloß mit zwei unter der Fahrbahn liegenden Bogen ausgeführt (Kornhaus-Brücke in Bern, Rhein-Straßenbrücke in Worms Abb. 133, Bd. III, 1). Das Gerippe der Fahrbahn besteht dann aus den Querträgern und den Fahrbahn-Längsträgern.

Eingleisige Eisenbahnbrücken erhalten zwei Tragwände und auch bei doppelgleisigen Bahnbrücken von größerer Stützweite wird die Zahl der Hauptträger in der Regel auf zwei beschränkt, wogegen es für kleinere Spannweiten vorteilhafter sein kann, jedes Gleis unabhängig auf ein Bogenträgerpaar zu lagern (Abb. 616).

Die seitliche Stabilität des Überbaues gegen Winddruck und Seitenkräfte verlangt einen gewissen Mindestabstand der außen liegenden Tragwände und wird darauf besonders bei eingleisigen Bahnbrücken und bei Brücken mit geringer Breite und großer Bogenpfeilhöhe Bedacht zu nehmen sein. Aber auch bei genügend versicherter Stabilität treten in Brückenüberbauten mit hoch liegender Fahrbahn und nicht sehr kräftigem Wind- und Endquerverband leicht Horizontalschwingungen unter der bewegten Last auf (Kirchenfeld-Brücke in Bern vor ihrer Verstärkung). Man sichert die Stabilität hoher und schmaler Bogenbrücken und verringert auch ihre Horizontalschwingungen

a) durch Schiefstellung der Tragwände (Abb. 579, 584, 588, ferner bei den Brücken der Abb. 576, 577, 581, 599), allenfalls noch in Verbindung mit einer Verankerung der Bogenaufleger. Die Neigung findet man mit 1:12:2 (Kornhaus-Brücke in Bern) bis 1:4 (Lavaur-Viadukt) ausgeführt;

b) durch wagrechte Abstützung des oberen Windverbandes gegen die Pfeiler. Bei der Angerschlucht-Brücke der Tauernbahn (Abb. 617 *a* und *b*) sind die Obergurte der Bogenträger über die Pfeiler verlängert und legen sich, mit freiem Spielraum in lotrechter



Querschnitt im Bogenseitel.
 Abb. 616. Brücke der Wiener Stadtbahn über die Döblinger Hauptstraße. (Siehe Abb. 626.)

Richtung, gegen die Nasen von mit dem Pfeiler verankerten Lagerplatten. Die End-Windstreben sind an die Mitte des die Obergurtenden verbindenden Querriegels angeschlossen. Die den Übergang von der Brücke zum Pfeiler vermittelnden Schwelenträger sind frei aufgelagert und brückenseitig an den letzten Querträger beweglich angeschlossen. Diese Anordnung ergibt durch den Wegfall der Schiefstellung der Tragwände eine Vereinfachung in der Konstruktion und eine Ersparnis in den Querverbänden.

Ist der Bogen ein Fachwerksbogen mit ausgefachten Zwickeln und geradem Obergurt, so sind die in den Knotenpunkten liegenden Querträger an die Obergurtung oder die senkrechten Ausfachungsstäbe anzuschließen. Sonst werden sie von Ständern oder Pfosten getragen, die auf dem Bogen aufstehen; nur im Bogenseitel werden die Querträger

Längsschnitt am Brückeneude.

entweder unmittelbar auf den Bogen gelagert oder, um bei beschränkter Bauhöhe an Bogenpfeil zu gewinnen, zwischen die Bogen eingebaut. Die Ständer verbindet man in der Regel durch einen in der Höhe des Bogenscheitels liegenden und an diesen angeschlossenen sogenannten Streckträger, der gleichzeitig als Fahrbahn­längsträger dienen kann und auch die Gurtung des oberen, unter der Fahrbahn liegenden Windverbandes bildet. Der Streck­träger kann bei neben den Tragwänden liegenden Fahrbahn­längs­trägern entfallen oder nur auf eine als Windgurt dienende Längs­verbindung der Ständerköpfe beschränkt werden. Werden die Ständer weiter gestellt, als mit Rücksicht auf die Fahrbahnausbildung für den Querträgerabstand zweckmäßig ist, so sind Zwischenquer­träger auf den dafür entsprechend kräftig ausgebildeten Streck­trägern zu lagern. Es ist aber zu beachten, daß durch einen konti­nuierlichen belasteten Streckträger Unbestimmtheiten in die Last­übertragung auf den Bogen kommen. (Man vgl. S. 503.)

Im übrigen wird hinsichtlich der Konstruktion der Fahrbahn auf Kap. IV (Bd. III, 1) verwiesen. In der Regel sucht man die Bau­höhe im Scheitel, um an Bogenpfeil zu gewinnen, tunlichst zu ver­ringern. Man wählt daher für Straßenbrücken und auch für Eisen­bahnbrücken mit durchgehendem Schotterbett als Fahrbahntafel gerne Buckelplatten oder Hängebleche, die unmittelbar auf die Haupt­träger- oder Streckträgergurtungen genietet werden können oder verwendet Belageisen, die bei Längslage (Abb. 615, 601) eine etwas kleinere Bauhöhe erzielen lassen als bei Querlage (Abb. 621). Die Fußwege werden ausgekragt, um die Breite des Überbaues zu ver­ringern und die äußeren Träger möglichst gleich mit den inneren Trägern zu belasten. Bei schweren Straßenbrücken werden aber die Fassadeträger in der Regel leichter ausfallen, als die unter der Fahr­bahn liegenden Bogen; gewöhnlich werden sie auch durch Ausrundung der Knotenbleche etc. zierlicher gehalten.

Ist genügende Bauhöhe vorhanden, so wird man es besonders bei großem Hauptträgerabstand vorziehen, die Querträger, anstatt sie im Bogenscheitel zwischen die Bogen zu versenken, auf die Bogen zentrisch aufzulagern. Über diesen Auflagern kann die Querträger­höhe vermindert werden. Bei mehr als zwei Hauptträgern führe man aber die Querträger nicht als kontinuierliche Träger aus, sondern trenne sie über den mittleren Bogen oder bilde sie als Gerberträger aus, um eine bestimmte Lastübertragung zu erreichen.

Die Aufnahme der in der Fahrbahn wirkenden Längskräfte erfolgt durch festen Anschluß der Querträger im Bogenscheitel. Bei Eisenbahnbrücken sind die Schwellenträger durch Bremsstreben

gegen den Bogenscheitel abzustreben, falls nicht bei Durchführung des Schotterbettes eine steife Fahrbahntafel vorhanden ist.

Bei Bogen mit Scheitelgelenk ordnet man beiderseits des Gelenkes Querträger mit einer zwischen ihnen liegenden durchgehenden Fahrbahnunterbrechung an. Für letztere kommen die in § 18 (Bd. III 1, S. 178) besprochenen Konstruktionen zur Anwendung.

Der Anschluß an die Widerlager wird in der Regel kurze Schleppträger erfordern (Abb. 617, ferner Bd. III 1, S. 184, Abb. 186), die bei größerer Höhe der Endständer auch den Höhenausgleich bei der Wärmeausdehnung zu bewerkstelligen haben und für Eisenbahnbrücken eine dementsprechende Länge erhalten müssen.

Bei versenkter, an die Bogen angehängter Fahrbahn ist die Zahl der Hauptträger auf zwei beschränkt. Man legt sie zwischen Fahrbahn und Gehsteige und kragt die Querträger über die Anhängpunkte aus. Die Querschnitts-Anordnung des Überbaues und die Ausbildung der Fahrbahn stimmt dann mit jener der Balkenbrücken mit untenliegender Fahrbahn überein. Auf die Aufnahme der in der Fahrbahnfläche wirkenden wagrechten Quer- und Längskräfte ist Bedacht zu nehmen. Hat der Bogen kein Zugband, so ist für den unteren, unter der Fahrbahn gelegenen Windverband ein besonderer Windgurt anzuordnen, der aber an den Bogen nicht fest, sondern wenigstens an einem Ende längsverschieblich anzuschließen ist, da er sonst den Schub des Bogens aufnehmen und als Zugband wirken würde. Aus diesem Grunde sind auch die Fahrbahnlängsträger mindestens an einem Querträger längsbeweglich zu lagern.

Bogen mit Zugband sind in der Fahrbahn derart auszubilden, daß keine Übertragung der Zugbandkräfte auf die Längsträger der Fahrbahn stattfindet. Hierzu dienen bei festem Anschluß der Querträger an das Zugband mehrfache Unterbrechungen der Fahrbahnlängsträger oder die Anordnung einer sogenannten freischwebenden Fahrbahn, bei der das Zugband mit den Hängestangen und Querträgern nicht in fester Verbindung ist, sondern nur von ihnen getragen wird. Nur an einem, dem mittleren Querträger ist, um die Fahrbahn in der Längsrichtung festzuhalten, ein fester Anschluß ausgeführt. Diese Anordnung wurde bereits in Bd. III 1, S. 233 u. f. näher besprochen.

Über die Anordnung des Quer- und Windverbandes der Bogenbrücken siehe Kap. IX.

§ 36. Vollwandige Bogenträger.

Die vollwandigen Bogenträger, die als Zweigelenk- und Dreigelenkbogen ausgeführt werden, erhalten immer stetig gekrümmte,

meist parallel laufende Gurtungen, zuweilen auch schwache Sichelform, oder bei Dreigelenkbogen Doppelsichelform. Die Höhe des Stegbleches der parallelgurtigen Bogen oder jene im Scheitel der Sichelbogen wählt man selten größer als $\frac{1}{40}$ der Stützweite l , gewöhnlich rund $\frac{1}{50} l$; bei beschränkter Bauhöhe und großer Spannweite vermindert man diese Höhe bis auf $\frac{1}{60} l$. Die sichelförmigen Blechbogen der Neckar-Brücke in Mannheim (Abb. 618—621) haben bei einer Stützweite von 113 m bloß 1.77 m größte Trägerhöhe, durch Abflachung des Obergurtes ist die Höhe der unter der Fahrbahn liegenden Bogen im Scheitel sogar nur 1.50 m. Die wesentlich kleinere Höhe des Blechbogens gegenüber dem Balkenträger ist darin begründet, daß für ersteren das Maximalmoment der Verkehrslast nur etwa $\frac{1}{8}$ desjenigen eines Balkenträgers beträgt. Eine Vergrößerung der Höhe ist wohl für die Steifheit des Bogens und für seine Querschnittsbildung vorteilhaft, doch ist zu beachten, daß mit dem Verhältnis der Querschnittshöhe h zur Pfeilhöhe f bei den statisch unbestimmten Zweigelenkbogen die Temperaturspannungen wachsen.

Diese rechnen sich für die Ränder des Scheitelquerschnittes annähernd aus¹⁾

$$\sigma_t = E \omega t \frac{15 h (2f \mp h)}{32 f^2 + 15 h^2}$$

was für $E = 2,200,000$, $\omega = 0.0000125$ und $t = 30^\circ$ folgende Werte gibt:

| $\frac{h}{f} =$ | 0.1 | 0.2 | 0.3 | 0.4 | 0.5 | 0.6 | 0.7 |
|-----------------|-----|-----|-----|-----|-----|-----|------------------------|
| Untergurt | 81 | 167 | 256 | 433 | 433 | 516 | 594 kg/cm ² |
| Obergurt | 73 | 157 | 189 | 231 | 260 | 278 | 286 |

Beim Sichelbogen mit gleicher Querschnittshöhe im Scheitel werden die Spannungen um etwa 40% kleiner.

Man wird daher flache Bogen, die kein Scheitelgelenk erhalten, nicht mit allzu hohem Querschnitte ausbilden.

Andererseits verlangt aber die Sicherheit gegen ein Ausknicken des Bogens in der Tragwandebene doch auch ein gewisses kleinstes Querschnittsträgheitsmoment. Die Knickkraft eines Zweigelenkbogens von der Stützweite l und dem auf die wagrechte Querschnitts-Schwerachse bezogenen Trägheitsmomente J bestimmt sich aus

$$K = \frac{4 \pi^2 E J}{l^2}$$

oder genauer, nach Dr. Ing. Rudolf Mayer-Mita²⁾ wenn b die Bogenlänge und r der Krümmungshalbmesser ist,

$$K = E J \left(\frac{4 \pi^2}{b^2} - \frac{1}{r^2} \right)$$

¹⁾ Siehe "Theorie d. Bogenbr." S. 91

²⁾ "Eisenbau" 1913, S. 423.

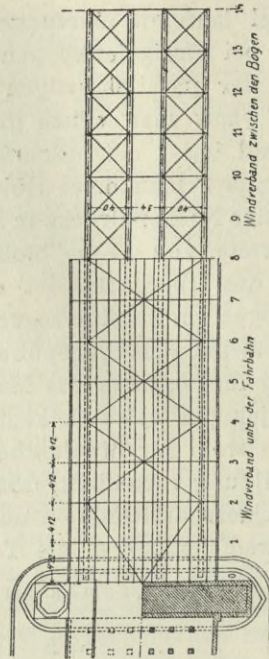
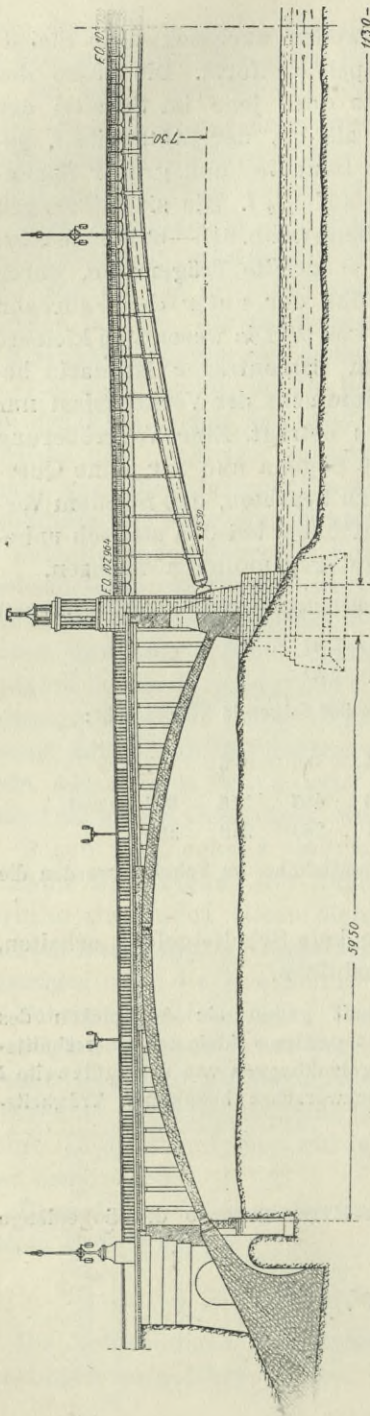


Abb. 618. Neckar-Brücke in Mannheim.
Nach dem Wettbewerbentwürfe von Grün & Biffinger,
ausgeführt von Ph Holzmann & Co.

Setzt man bei n -facher Sicherheit $K = nH$ und H die größte Bogenkraft (bei dem Bogenquerschnitt F und der mittleren Inanspruchnahme s) $H = Fs$, ferner $J = F \frac{h^2}{4}$, so liefert die angenäherte Formel

$$\frac{h^2}{l^2} = \frac{ns}{\pi^2 E}$$

Dies gäbe mit ns etwa = 3000, $E = 2,200.000$ als Grenzwert $\frac{h}{l} = \text{rund } \frac{1}{8}$.

Soweit er ausreicht, wird der einseitige I-Querschnitt angewendet. Zur Erzielung genügender Quereifigkeit, die besonders bei weiter abstehenden Querverbänden oder bei oberhalb der Fahrban liegenden Bogen in Frage kommt, ist auch ein entsprechend großes Querschnittsträgheitsmoment auf die lotrechte Schwerachse erforderlich. Die Anwendung ungleichschenkiger Winkel

mit absteigenden längeren Schenkeln wird dabei zur Erzielung größerer Gurtbreite von Vorteil sein; breit überstehende Gurtplatten erhalten Randwinkel (Abb. 630). Reicht der einsteigige Querschnitt nicht aus, d. i. etwa bei Gurtplattenbreiten von mehr als 500 bis 600 mm, so wählt man den doppelstegigen Querschnitt. Dieser ist aber entweder ganz zu teilen (Abb. 622), oder wenigstens nach unten offen zu halten (Abb. 621), so daß er im Innern nachgesehen werden kann und für Nietung und Anstrich zugänglich ist. Bei niedrigen Querschnitten kann hiezu von unten eingegriffen werden, in hohe Querschnitte muß aber ein Mann einsteigen können, wozu eine Spaltbreite von 40 cm und ein Stehblechabstand von mindestens 60 cm erforderlich ist. Bei ganz geschlossenem Kastenquerschnitt hoher Träger sind in den Wandungen stellenweise Öffnungen für das Zureichen der Nietenzuzubringen. Die Doppelwände sind durch innere, nicht zu weit voneinander abstehende Querstege, am geteilten Gurt auch durch Bindebleche abzusteifen (Abb. 622).

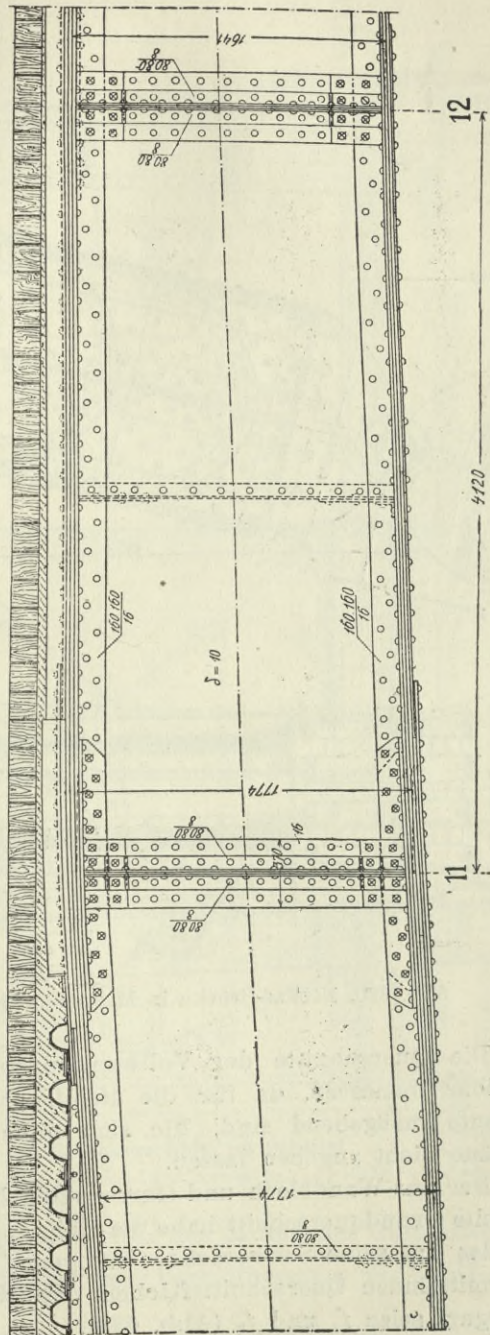


Abb. 619. Neckar-Brücke in Mannheim, Teilansicht eines Bogens unter der Fahrbahn in der Scheitelpartie. 1 : 40.

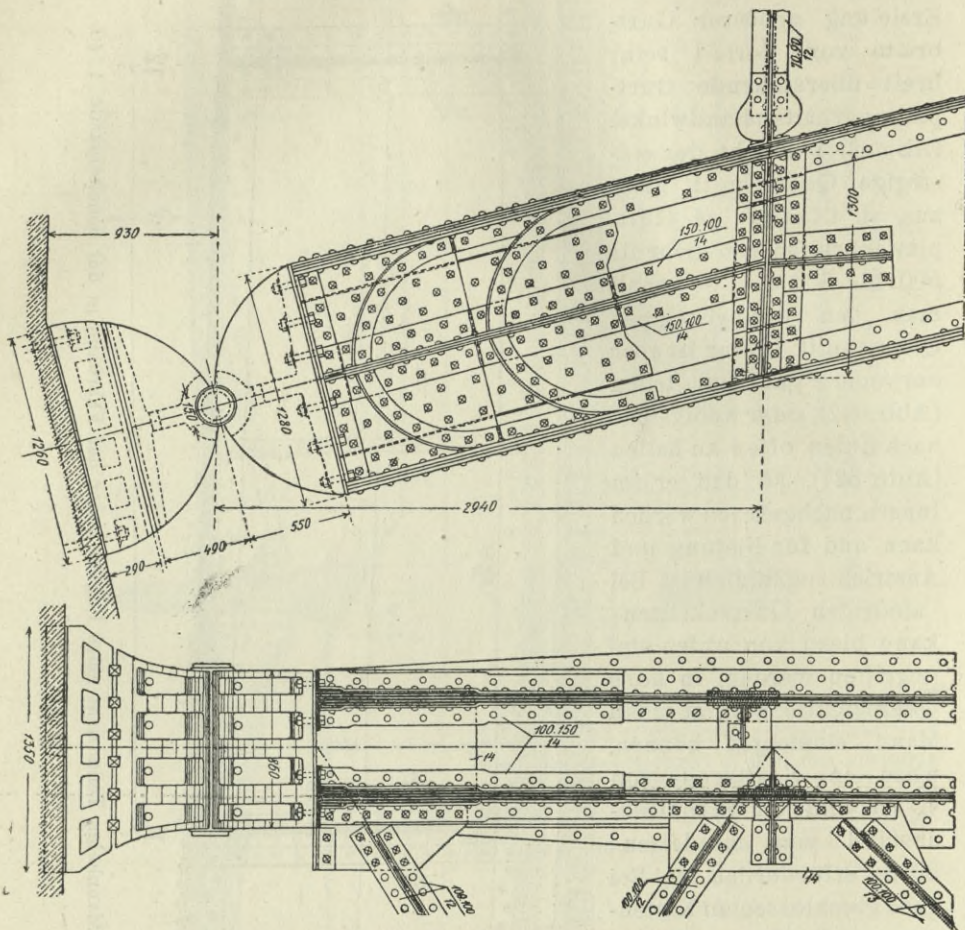
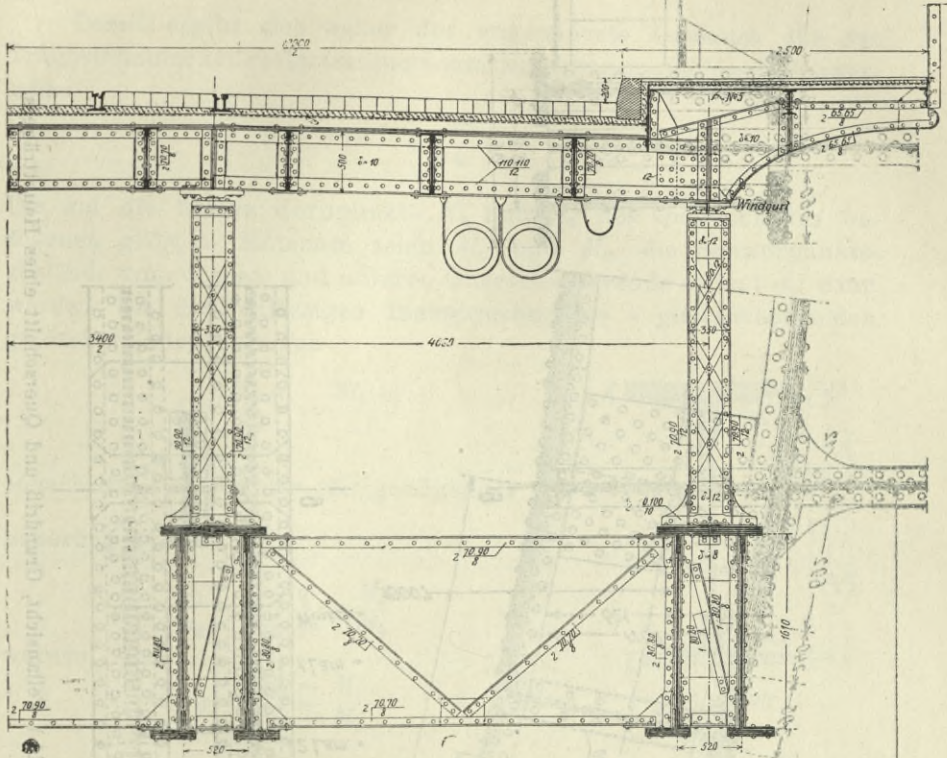


Abb. 620. Neckar-Brücke in Mannheim. Kämpferlager. 1:40.

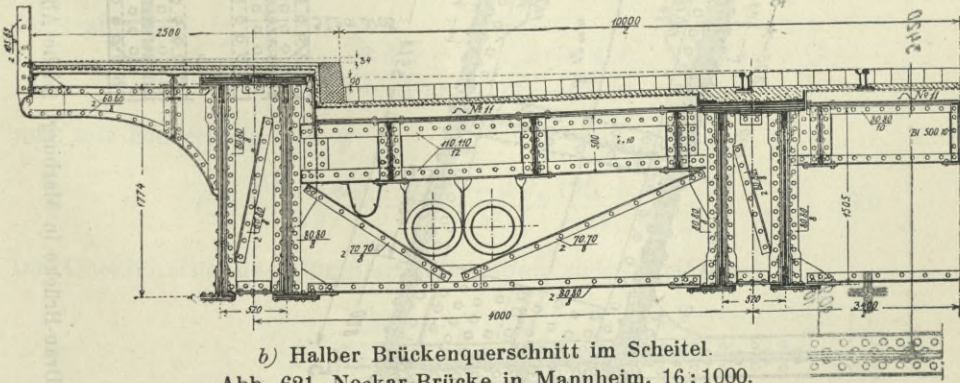
Die Querschnitte der Vollwandbogen lassen sich nicht unmittelbar bemessen, da für die Randspannungen die Kernpunktsmomente maßgebend sind, die sich ohne vorherige Querschnittsannahme nicht angeben lassen.

Der aus Wandblech und Gurtwinkeln bestehende, entsprechend gewählte Grundquerschnitt habe die Höhe h , die Querschnittsfläche f_0 und das auf seine Schwerachse bezogene Trägheitsmoment J_0 . Die zu ermittelnden Querschnittsflächen der Gurtbleche im Ober- und Untergurt seien f_1 und f_2 (Abb. 623).

Die Gesamtfläche des Querschnittes ist $F = f_0 + f_1 + f_2$ und die



a) Halber Brückenquerschnitt beim 4. Ständer.



b) Halber Brückenquerschnitt im Scheitel.
 Abb. 621. Neckar-Brücke in Mannheim. 16:1000.

Abstände seines Schwerpunktes von den Mitten der Gurtplatten ergeben sich unter Einführung des Verhältnisses $\varphi = \frac{f_1 - f_2}{F}$ sehr

nahe aus
$$a_1 = (1 - \varphi) \frac{h}{2}, \quad a_2 = (1 + \varphi) \frac{h}{2}$$

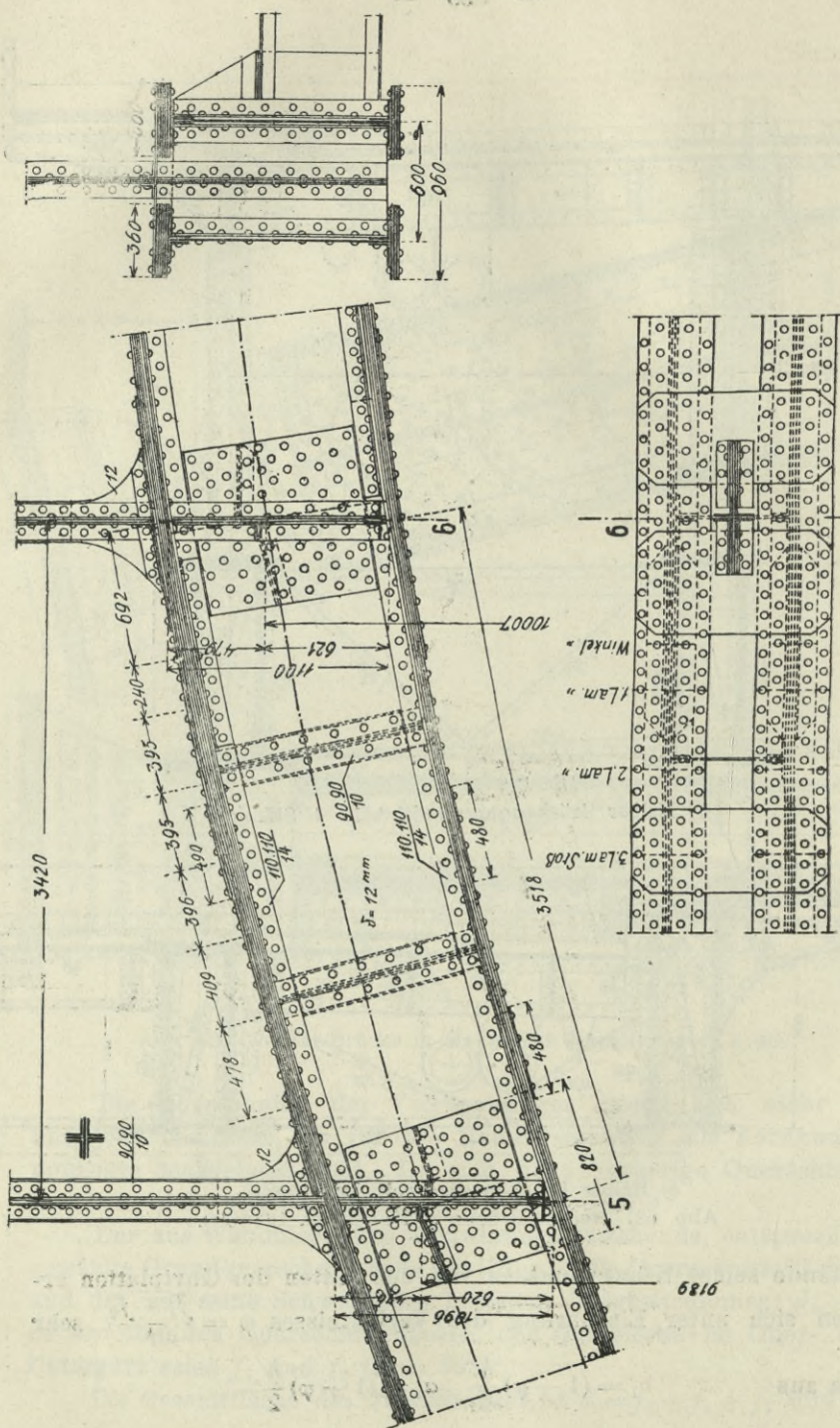


Abb. 622. Drau-Brücke in Marburg. (Siehe Abb. 611.) Teilansicht, Grundriß und Querschnitt eines Hauptträgers.

Damit ergibt sich weiter der angenäherte Ausdruck für das Trägheitsmoment des Gesamtquerschnittes bezogen auf dessen Schwerachse

$$J = F(1 - \varphi^2) \frac{h^2}{4} + J_0 - f_0 \frac{h^2}{4}$$

Die auf die beiden Kernpunkte K_1 und K_2 des Querschnittes bezogenen größten Momente seien M_1 und M_2 , die Schwerpunktsabstände vom oberen und unteren Querschnittsrande a'_1 und a'_2 ; dann werden die der zulässigen Inanspruchnahme s gleichzusetzenden größten Randspannungen

$$s = \frac{M_2 a'_1}{J} = \frac{M_1 a'_2}{J}$$

sonach ist $\frac{a'_1}{a'_2} = \frac{M_1}{M_2}$ oder mit genügender Annäherung auch

$$\frac{a_1}{a_2} = \frac{1 - \varphi}{1 + \varphi} = \frac{M_1}{M_2}$$

woraus

$$\varphi = \frac{M_2 - M_1}{M_1 + M_2}$$

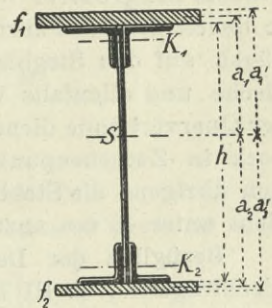


Abb. 623.

Aus $J s = M_2 a'_1$ oder angenähert $= M_2 a_1 = M_2 (1 - \varphi) \frac{h}{2}$

folgt aber

$$F = \frac{2 M_2}{(1 + \varphi) h s} + \frac{f_0 h^2 - 4 J_0}{(1 - \varphi^2) h^2}$$

und mit Einsetzung von φ

$$F = \frac{M_1 + M_2}{h s} + \frac{f_0 h^2 - 4 J_0}{4 h^2} \frac{(M_1 + M_2)^2}{M_1 M_2} \dots \dots \dots 139)$$

Die Querschnitte der Gurtplatten ergeben sich damit aus

$$\left. \begin{aligned} f_1 &= \frac{M_2}{M_1 + M_2} F - \frac{1}{2} f_0 \\ f_2 &= \frac{M_1}{M_1 + M_2} F - \frac{1}{2} f_0 \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 140)$$

Um diese Formeln anwenden zu können, müssen wir allerdings die Lage der Kernpunkte zunächst schätzungsweise annehmen. Es empfiehlt sich, dafür die Ränder der Gurtwinkel oder, bei starkem Grundprofil und voraussichtlich schwachen Gurtplatten, etwas (um

etwa $\frac{1}{12} h$) näher zur Mitte gelegene Punkte zu setzen. Auf diese beziehen wir die Momente und ermitteln unter Hinzurechnung des Temperatureinflusses die absoluten Größtwerte M_1 und M_2 , die mit Hilfe der Formeln 139 und 140 die Gurtflächen liefern. Es kann dann eine genauere Bestimmung der Kernpunkte und damit eine Verbesserung an den Momenten und, wenn erforderlich, an den Gurtquerschnittsflächen folgen.

Die Beanspruchung des Stegbleches durch Querkräfte ist bei den Bogenträgern zwar erheblich geringer als bei den vollwandigen Balkenträgern, doch sind auch hier Aussteifungen notwendig, besonders bei größerer Wandhöhe und in den direkt belasteten Punkten, in denen die die Fahrbahn tragenden Ständer aufstehen. Hierzu genügen auf den Stegblechen Verstärkungsbleche oder die Stoßdeckbleche und allenfalls Winkelsteifen, die gleichzeitig zum Anschluß der Querverbände dienen. Bei größerem Ständerabstand werden auch noch in Zwischenpunkten Winkelsteifen angeordnet. Es empfiehlt sich übrigens die Stehblechstärke nicht unter 10, bei größerer Höhe nicht unter 15 mm anzunehmen.

Bezüglich der Deckung der Stegblechstöße gilt das bei den Blechträgern (Bd. III 1, S. 99) Gesagte. Die Deckung erfolgt durch beiderseitige Deckbleche, die gewöhnlich nur über den von den Gurtwinkeln freigelassenen Teil des Stegbleches reichen. (Abb. 622.) Will man aber die damit verbundene Spannungserhöhung in den Gurtwinkeln vermeiden, so sind auch auf die Winkelschenkel Decklaschen zu nieten, die die Stegdeckbleche noch mit einer Nietreihe übergreifen können. (Abb. 619.) Vorteilhaft ist die Anordnung eines durchgehenden Stoßes, bei dem die Stoßdeckbleche von gleicher Stärke mit den Winkelschenkeln über die ganze Höhe des Steges reichen, die Gurtwinkel unterbrochen und durch darüber genietete Stoßdeckwinkel oder Flachbleche gedeckt sind (Abb. 638). Verbindet man damit auch den Stoß der Gurtplatten, so lassen sich Montagestöße ausbilden, die die Fertigstellung ganzer Bogenstücke in der Werkstatt ermöglichen. Eine für hochwandige Bogen zweckmäßige Querschnittsausbildung zeigen die Bogenträger der Wiener Donau-Brücke, auf die sich die Abb. 635 und 638 beziehen. Das Stegblech hat an seinen Rändern beiderseits Beibleche aufgenietet, auf welchen die Gurtwinkel liegen. Durch Unterbrechung der Beibleche können die Laschen zur Deckung des Stegblechstoes über die ganze Höhe geführt werden. Die Stöße in sämtlichen Teilen sind, wie aus Abb. 638 ersichtlich, zu einem Montagestoß zusammengelegt.

Die Vernietung des Stehblechstoßes rechnet sich nach den in Bd. III 1, S. 87 gegebenen Regeln. Wir sehen zunächst von der im allgemeinen nur kleinen Querkraft ab und bezeichnen mit

M das größte auf die Bogenschwerachse bezogene Moment im Stoßquerschnitt;

N die zugehörige Achsialkraft;

M' und N' die hievon auf das Stehblech entfallenden Anteile;

h und δ Höhe und Dicke des Stegbleches;

F Gesamtquerschnittsfläche;

J Trägheitsmoment des Querschnittes;

m die Zahl der zum Stoße parallelen Nietreihen auf jeder Seite des Stoßes;

n die Zahl der Niete in einer Reihe;

P die zulässige Tragkraft eines Nietes.

Es ist

$$N' = \frac{h \delta}{F} N \text{ und } M' = \frac{1}{12} \frac{h^3 \delta}{J} M$$

und damit nach Formel 19 (Bd. III 1, S. 88)

$$m n P = N' + 6 \frac{M'}{h'}$$

worin h' annähernd gleich der Höhe des Stoßdeckbleches zu setzen ist. Damit folgt

$$m n P = h \delta \left[\frac{N}{F} + \frac{1}{2} \frac{M h}{J} \cdot \frac{h}{h'} \right] \dots \dots \dots 141)$$

Reicht die Deckung über die ganze Höhe des Trägersteges, $h' = h$, und fällt die Schwerachse des Querschnittes in die Stegmitte, so ist $\frac{N}{F} + \frac{1}{2} \frac{M h}{J} = \sigma$ die größte Randspannung im Stege und es wird einfach

$$m n P = \sigma \cdot h \delta \dots \dots \dots 142)$$

oder, da bei dem Nietabstand e auch $h = n e$, die Reihenzahl auf jeder Stoßseite

$$m = \frac{\sigma \delta e}{P}$$

Auch für eine exzentrische Lage der Schwerachse kann man die einfache Gleichung 142 gelten lassen, doch wären dann entweder die Niete so zu verteilen, daß ihr Schwerpunkt der Schwerachse des Querschnittes nahe kommt, oder es ist zur berechneten Nietzahl ein gewisser Zuschlag zu geben. Ein solcher Zuschlag wird sich überhaupt auch schon mit Rücksicht auf die im Stoßquerschnitt noch hinzutretende Querkraft empfehlen.

Bei der Neckar-Brücke (Abb. 619) ist die größte Höhe des Stegbleches 177.4 cm, dessen Stärke 1 cm. Die Randspannung σ des voll beanspruchten Querschnittes dürfte gegen 800 kg 1 cm² betragen. Für 26 mm Niete mit einer zulässigen Tragkraft des zweischnittigen Nietes (s. Bd. III 1, S. 70) von $P = 4.16^t$ und bei dem Abstand der Randniete $e = 12$ cm, liefert sonach die Formel $m = \frac{0.8 \cdot 1.12}{4.16} = 2.3$. Die Ausführung zeigt aber nur zwei Nietreihen auf jeder Stoßseite, so daß hier wohl mit einer höheren Beanspruchung der Stoßniete gerechnet werden muß.

In Abb. 638 ist der Stoß des 2 cm starken, 184 cm hohen Stehbleches durch zwei 16 mm starke Deckklaschen bewirkt, die über die ganze Steghöhe reichen und von denen das innere Blech gleichzeitig zum Anschluß der die Fahrbahn tragenden Hängestangen dient. Bei einer Randspannung im Stege von $\sigma = 800 \text{ kg/cm}^2$ und bei Verwendung von 24 mm Nieten mit einer zulässigen Belastung des doppelschnittigen Nietes von $P = 6.33t$ sind nach Formel 142

$$m n = \frac{184 \cdot 2 \cdot 0.8}{6.33} = 47 \text{ Nieten erforderlich.}$$

In Wirklichkeit sind hier auf jeder Stoßseite 62 Niete vorhanden und es ist demnach die Zahl auch mit Rücksicht auf die durch die Hängestangen übertragene Querkraft reichlich bemessen.

Die Blechbogen werden nicht vieleckig, sondern mit stetig gekrümmter Achse ausgeführt. Die Stegbleche müssen daher gebogen hergestellt werden. Das Biegen im kalten Zustande mittels Pressen, deren Stempel absatzweise gegen die hohe Kante des über Rollen geführten Bleches drückt, ist nur bei entsprechend großem Krümmungshalbmesser und bei starken Blechen von geringer Höhe ausführbar (R mindestens 20 bis 30 m bei Blechen von höchstens 300 mm Höhe und mindestens 15 mm Stärke). Das Biegen in warmem Zustande erfolgt in einer Presse, die auf Blechlänge zwei nach der verlangten Krümmung geformte Teile hat, zwischen welche der glühend gemachte Stab hochkantig eingelegt und in die Rundung gebogen wird. Hiezu sind aber nebst den großen Pressen genügend lange Flammöfen zum Anwärmen der Bleche erforderlich. Da für gewöhnlich solche Einrichtungen in den Brückenbauwerkstätten nicht vorhanden sind, so ist man darauf angewiesen, gekrümmte Bleche, die sich nicht mehr kalt biegen lassen, aus den umschriebenen Rechteckblechen kalt auszuarbeiten. Es geschieht dies auf der konvexen Seite durch Schneiden mit der Schere und Nachhobeln, auf der konkaven Seite durch Abbohren und Glattmeißeln oder durch Anwendung von Spezial-Hobelmaschinen, welche gleichzeitig beide Kanten des zwangsläufig nach der Krümmung geführten Bleches bearbeiten.

Eine besondere Verstärkung der Wandung der Blechbogen ist an den Kämpfern, bei Dreigelenkbogen auch am Scheitelgelenk, erforderlich. Sie wird durch mehrfache Blechlagen erzielt, von denen die unterste den Raum zwischen den Gurtwinkeln ausfüllt, die oberen, über die Winkelschenkel reichend, abgesetzt darüber genietet sind. Den Abschluß bilden Winkeleisen, mit denen der Bogen auf dem Lagerkörper allenfalls noch unter Anordnung einer Zwischenplatte aufsitzt und durch deren Schenkel die Befestigungsschrauben gehen. Der hauptsächlichste Druck wird aber durch die Gurtplatten übertragen, die man bis an den Lagerkörper oder die Zwischenplatte reichen und mit gebobelten Kanten aufstehen läßt. Auch die Aufstandflächen der Winkel oder der Zwischenplatte sind glatt zu be-

arbeiten, wogegen die Stegbleche ohne Bearbeitung der Kanten etwas kürzer gehalten werden können, so daß die Krafteintragung in sie durch die Nieten erfolgt. Empfehlenswert ist bei größerer Wandhöhe

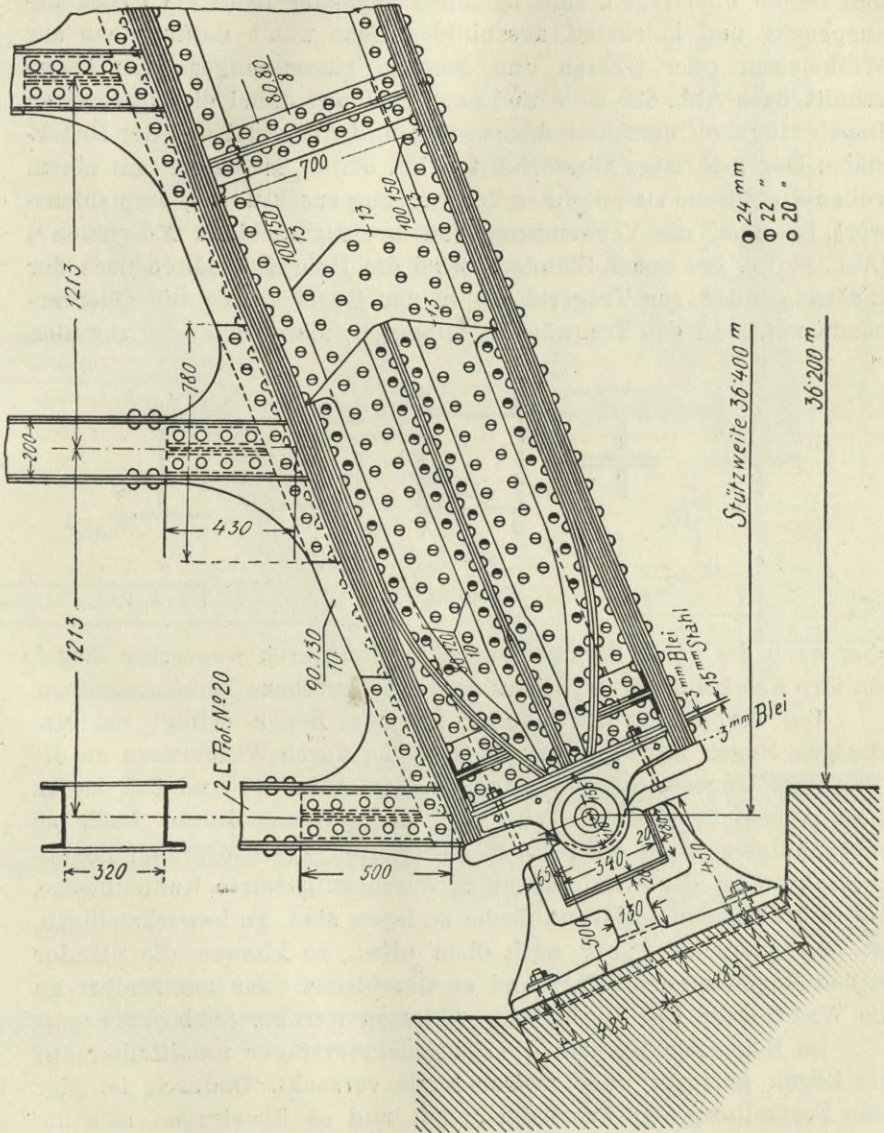


Abb. 624. Brücke der Wiener Stadtbahn über die Richthausenstraße. 1 : 25.

eine weitere Aussteifung durch Winkeleisen, die entweder nach der Bogenachse oder von der Mitte des Auflagers schräg zu den Gurtungen laufend auf den Steg genietet werden (Abb. 620, 624). Bei großer Wandhöhe hat man auch durch Abbiegen und Zusammenziehen der

Gurte am Auflager dessen Länge und damit auch die Größe der Lagerkörper verringert.

Die Ständer oder Pfosten, welche die Last der Fahrbahn auf den Bogen übertragen, sind bei oben liegender Bahn auf Druck beansprucht und knicksteif auszubilden. Man wählt dafür einen aus Winkeleisen oder [-Eisen und Blechen zusammengesetzten Querschnitt nach Abb. 625 *a—e* und berücksichtigt dabei die allgemeinen Regeln für die Querschnittsbemessung und Ausgestaltung der Druckstäbe. Der I-förmige Querschnitt (Abb. 625 *d*) ist besser mit einem vollen Stegbleche als mit einer Vergitterung auszuführen, empfehlenswert ist auch die Verwendung von breitflanschigen I-Profilen¹⁾ (Abb. 625 *e*). Bei hohen Ständern wird die freie Knicklänge nach der Richtung quer zur Trägerebene in der Regel durch die Querverbände zwischen den Tragwänden unterteilt; man verbindet zuweilen

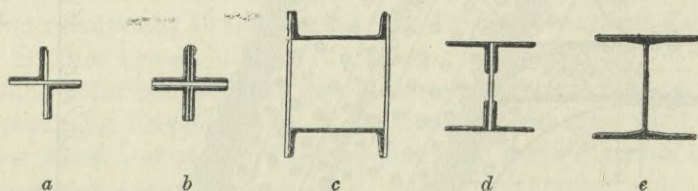


Abb. 625.

aber auch die hohen Ständer untereinander durch wagrechte Riegel, um ihre Knicklänge in der Richtung der Trägerebene herabzumindern.

Die Verbindung der Ständer mit dem Bogen erfolgt bei einsteigigen Bogen mittels Knotenblechen, die durch Winkeleisen an die Obergurte angeschlossen werden. In den Abb. 624 und 626 laufen diese Anschlußwinkel als Teile der Bogengurtung durch. Auch bei zweiwandigem, nach oben durch Gurtplatten geschlossenem Bogenquerschnitt ist der Ständeranschluß durch aufgesetzte Knotenbleche, die in die Ebenen der Wandbleche zu legen sind, zu bewerkstelligen. Ist der Querschnitt aber nach oben offen, so können die Ständer in den Bogen hineingeführt und an Querbleche oder unmittelbar an die Wandbleche des Bogens angeschlossen werden. (Abb. 622.)

Im Bogenscheitel sind die Fahrbahnquerträger unmittelbar auf die Bogen gelagert oder zwischen sie versenkt. Dadurch ist hier eine Festhaltung der Fahrbahn erzielt und es übertragen sich die Längskräfte, die in der Fahrbahn wirken, auf den Bogenscheitel; bei

¹⁾ Grey-Träger der Differdinger Hütte oder die neuen Träger-Profile des Walzwerks Peine, die parallellflächige Flantschen besitzen, was ihre Verwendbarkeit sehr begünstigt.

Eisenbahnbrücken wird hiezu am mittleren Querträger ein Bremsverband erforderlich. Infolge der Festhaltung der Fahrbahn im Bogenscheitel bewirken aber Temperaturänderungen eine gegen die

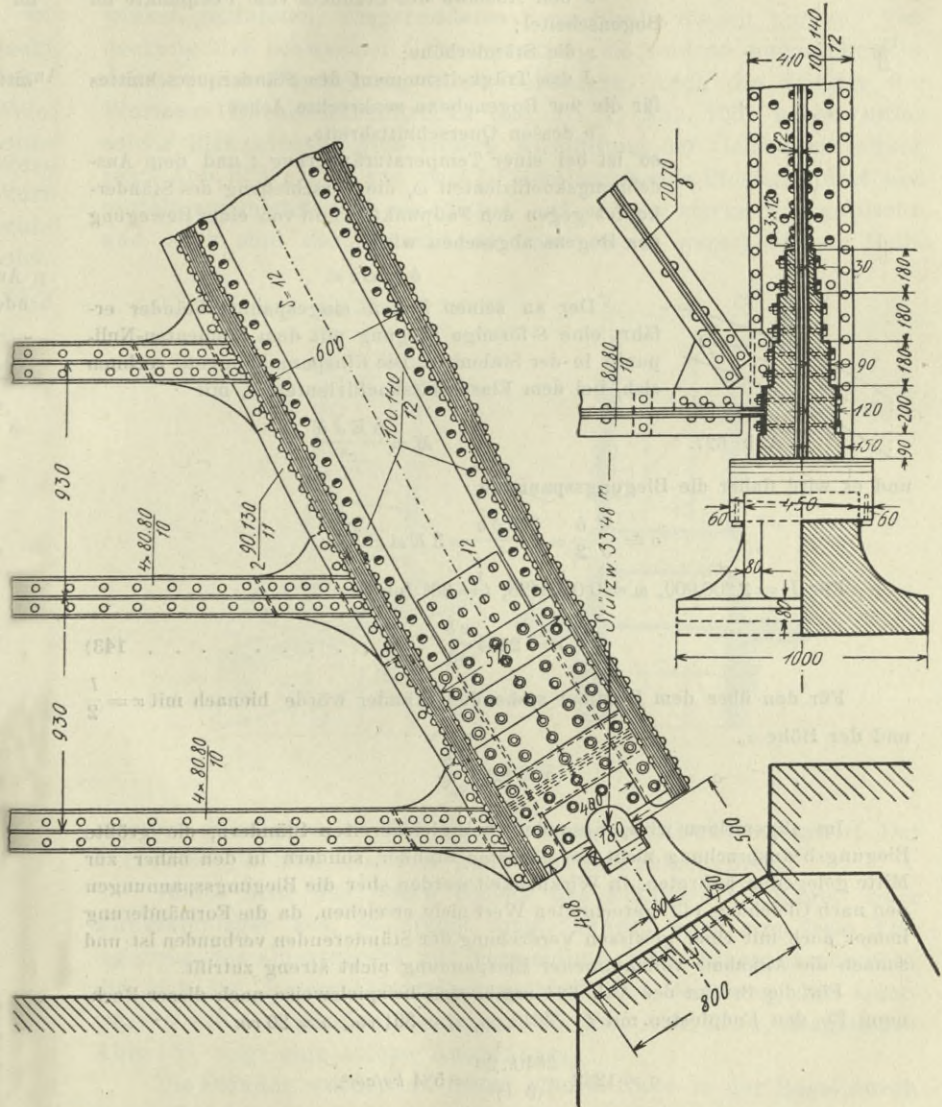


Abb. 626. Brücke der Wiener Stadtbahn über die Döblinger Hauptstraße.

Trägerenden zunehmende Verschiebung der Ständerköpfe gegen ihre Fußpunkte und rufen dadurch in den mit den Bogen fest verbundenen Ständern Biegungsspannungen hervor. Diese werden um so größer, je kleiner der Bogenpfeil und je größer die Spannweite ist.

Die Dilatation der wagrechten Fahrbahnteile teilt sich den oberen Enden der Ständer dann in vollem Maße mit, wenn sie unter einander durch einen Längsträger, den sogenannten Streckträger verbunden sind. Bezeichnet Abb. 627

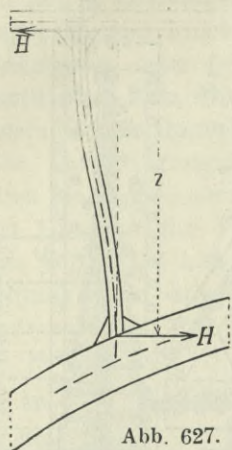


Abb. 627.

x den Abstand des Ständers vom Festpunkte im Bogenscheitel;

z die Ständerhöhe;

J das Trägheitsmoment des Ständerquerschnittes für die zur Bogenebene senkrechte Achse;

b dessen Querschnittsbreite,

so ist bei einer Temperaturänderung t und dem Ausdehnungskoeffizienten ω , die Verschiebung des Ständerkopfes gegen den Fußpunkt, wenn von einer Bewegung des Bogens abgesehen wird,

$$\delta = \omega t x.$$

Der an seinen Enden eingespannte Ständer erfährt eine S-förmige Biegung mit dem Momenten-Nullpunkt in der Stabmitte. Die Einspannmomente rechnen sich, bei dem Elastizitätskoeffizienten E , mit

$$M = \frac{6 E J \delta}{z^2}$$

und es wird daher die Biegungsspannung

$$\sigma = \frac{M b}{J z} = \frac{3 E \delta b}{z^2} = 3 E \omega t \cdot \frac{x b}{z^2}.$$

Für $E = 2,200,000$, $\omega = 0,0000125$, $t = 30^\circ$ folgt

$$\sigma = 2464 \frac{x b}{z^2} \dots \dots \dots 143)$$

Für den über dem Kämpfer stehenden Ständer würde hienach mit $x = \frac{l}{2}$ und der Höhe z_0

$$\sigma = 1232 \frac{l b}{z_0^2}.$$

Im allgemeinen wird, besonders bei gleichbreiten Ständern, die größte Biegungsbeanspruchung nicht im höchsten Ständer, sondern in den näher zur Mitte gelegenen auftreten. In Wirklichkeit werden aber die Biegungsspannungen (den nach Gleichung 143) gerechneten Wert nicht erreichen, da die Formänderung immer auch mit einer gewissen Verdrehung der Ständerenden verbunden ist und sonach die Annahme vollkommener Einspannung nicht streng zutrifft.

Für die Brücke der Abb. 624 ergibt sich beispielsweise nach dieser Rechnung für den Endpfosten mit $l = 3640 \text{ cm}$, $z_0 = 391 \text{ cm}$, $b = 20 \text{ cm}$

$$\sigma = 1232 \cdot \frac{3640 \cdot 20}{(391)^2} = 584 \text{ kg/cm}^2.$$

Will man die Biegungsbeanspruchung in den Ständern vermeiden, so sind letztere an den Bogen und Streckträger einknickig anzuschließen. Hierzu können Flach- oder Blattgelenke dienen, die durch Klottenbleche gebildet werden, die senkrecht zur Trägerebene

liegen und durch Winkeleisen mit dem Bogenobergurt oder oben mit dem Streckträger verbunden sind. Abb. 620 zeigt ein solches Flachgelenk am unteren Ständerende. Die beiderseits an die Ständerwinkel genieteteten, ausgerundeten 8 mm-Bleche dienen nur zur Verdeckung des schwachen Gelenkpunktes; sie sind so ausgeschnitten, daß sie eine Verdrehung nicht behindern. Auch die Ständer der Wormser Rhein-Straßenbrücke (Bd. III, 1, Abb. 133) haben unten solche Blattgelenke. Eine andere Ausbildung der Gelenkverbindung zeigt Abb. 628¹⁾. Der aus zwei [-Eisen bestehende Pfosten stützt sich mittels angenieteteter 15 mm-Platten auf ebenso starke Knotenbleche, und zwar sind die Stützflächen nach etwas verschiedenen Halb-

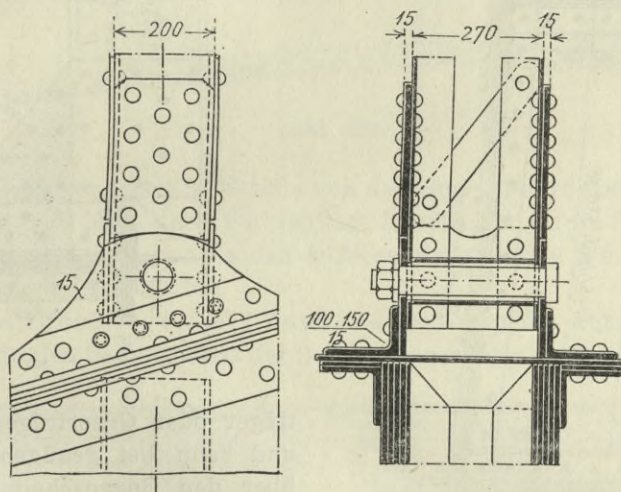


Abb. 628.

messern gekrümmt, so daß ein reibungsloses Abwälzen eintritt. Der Verbindungsbolzen sitzt lose und überträgt keinen Druck.

Bildet man das obere Gelenk des Ständers als Kugel- oder Punktkipplager aus, so erzielt man dadurch auch eine freie Auflagerung des Querträgers mit Vermeidung jener Einspannmomente, die sich bei festem Querträgeranschluß und Belastung des Querträgers auf den Ständer übertragen würden. Abb. 621 a, desgleichen Abb. 133, zeigt eine solche Anordnung.

Die Ständer werden an ihrem oberen Ende in der Regel durch einen Streckträger verbunden, der entweder zwischenliegende Querträger zu tragen hat oder nur zur Festhaltung der Ständerköpfe und als Gurt der oberen Windverstrebung dient. Er wird als Blech-

¹⁾ Entwurf Harkort für die Straßenbrücke in Worms.

oberen Gurtwinkel des Bogens mit den durch das Stegblech geteilten Gurtlamellen im Scheitel durch (Abb. 630) oder man ersetzt den Obergurt des Bogens im Scheitel durch den geraden Obergurt des Streckträgers (Abb. 631), wobei aber auf eine richtige Überleitung der Kraft in den Bogengurt durch Verstärkung des gemeinsamen Steges Bedacht zu nehmen ist. Wegen der Vereinfachung des Querträgeranschlusses kann die letztere Anordnung vorzuziehen sein.

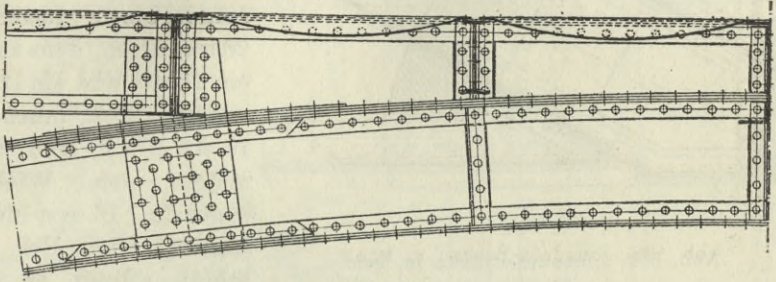


Abb. 630.

Liegen im nahen Abstände von den Bogen Fahrbahnlängsträger, so kann eine besondere Verbindung der Ständer durch Streckträger entfallen und sind nur an den äußeren Tragwänden Windgurtungen anzubringen (Abb. 621 a).

Bei Blechbogen mit Zugband legt man die Achse des Zugbandes in den Schnittpunkt der Bogenachse mit den Auflagerlotrechten

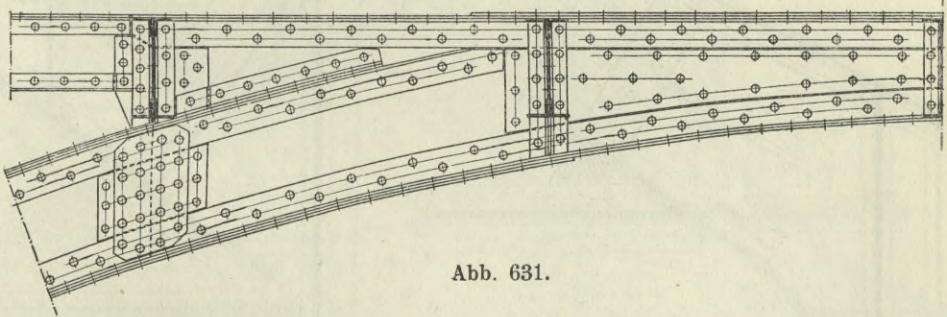


Abb. 631.

(Abb. 632 Johannes-Brücke in Ischl). Um aber über dem Auflager mehr Höhe zu gewinnen, hat man auch den Anschluß des Zugbandes tiefer gelegt (Abb. 634 Nahe-Brücke bei Bingen) oder den Bogen mit Füßen aufgelagert (Abb. 633). Der Zugbandanschluß erfolgt unter Verstärkung des Bogensteges durch Knotenbleche, die mit dem Stehblech des Bogens gestoßen oder auf dasselbe genietet sind. Bei Bogen mit Γ Querschnitt sind die unteren Gurtbleche zu schlitzen, um die Knotenbleche durchzulassen. Abb. 635 zeigt den Endknoten der neuen

Donau-Brücke in Wien (Abb. 595). Entsprechend dem kastenförmigen Bogenquerschnitt ist auch das Zugband doppelstegig aus senkrechten

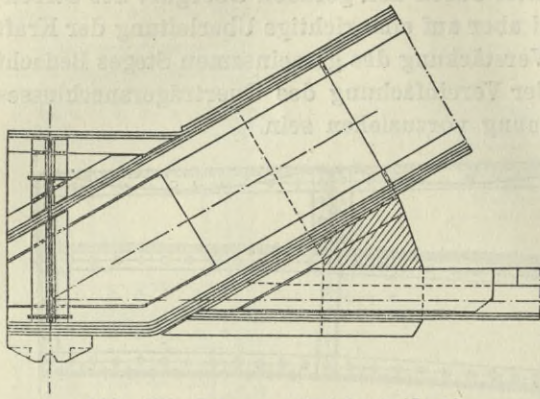


Abb. 632. Johannes-Brücke in Ischl.

Blechen mit einem wag- rechten Verbindungs- stege ausgeführt. Jede Zugbandhälfte enthält ein bündig mit dem Bogenstegblech liegendes 20 mm-Blech, dem außen ein 16 mm und ein 12 mm starkes Blech, innen ein 16 mm-Blech und zwei neben den Winkeln liegende 16 mm-Bleche zugelegt sind. Der Anschluß erfolgt an drei

abgesetzte Knotenbleche, welche mit den drei mittleren Blechen korrespondieren und von denen das mittelste das Bogenstegblech ersetzt, während die äußeren nicht über die ganze Bogensteghöhe reichen- den Knotenbleche, den Längsstoß des

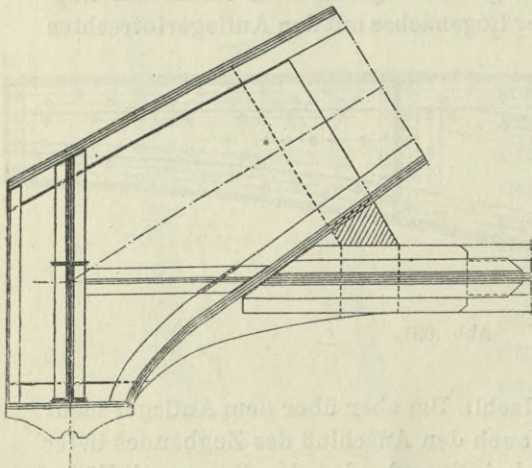


Abb. 633.

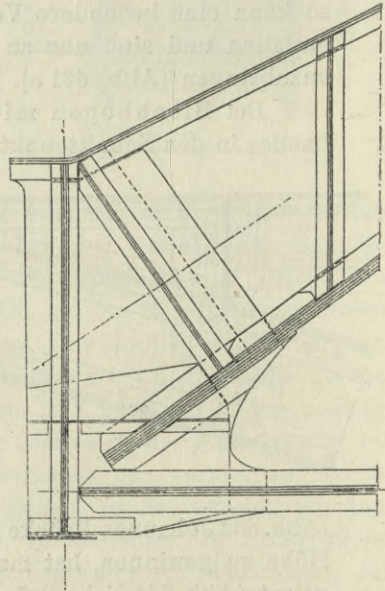


Abb. 634. Nahe-Brücke bei Bingen.

mittleren Bleches deckend, aufgenietet sind. Zur Deckung der versetzten Stöße in den drei mittleren Zugbandblechen dienen eine äußere Lasche von 11 mm und innere, über die Winkelschenkel reichende Laschen von 12 mm Stärke. Die über die Knotenbleche

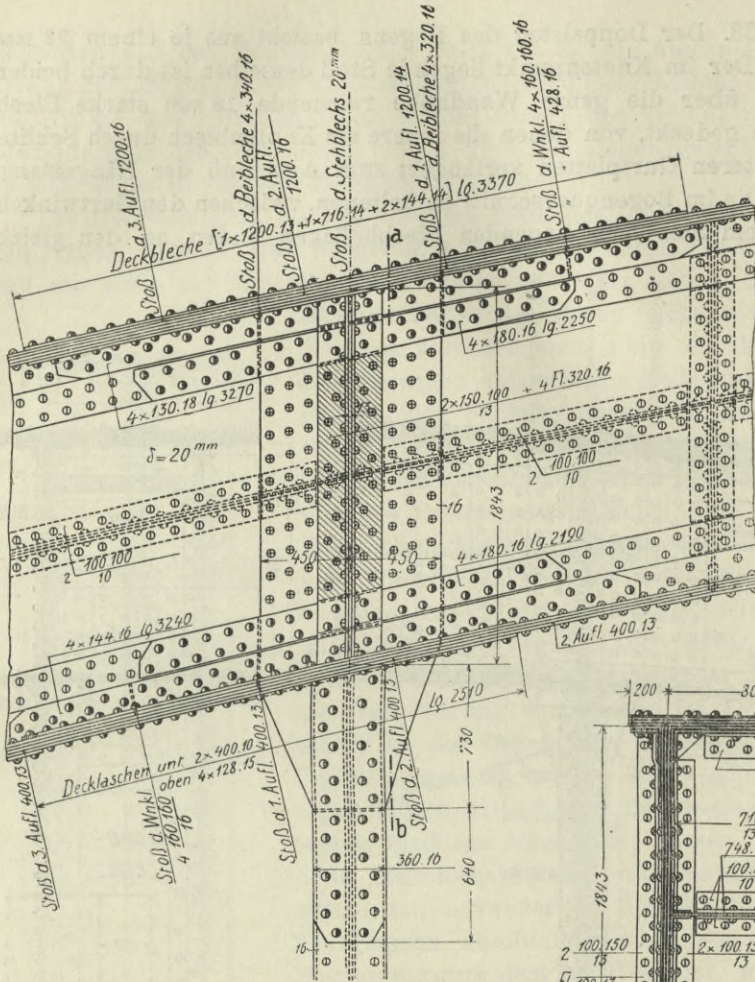


Abb. 638. Straßenbrücke über die Donau in Wien.
 (Baudirektion der Donauregulierungskommission.)
 Nietbezeichnung siehe Abb. 632.

dienenden Brückentragwerke in den Abb. 639 und 640 dargestellt. Bei der Aspern-Brücke (Abb. 608) ist in Anbetracht der geringen Stützweite des Bogens das Zugband an den Querträger und die Hängestange fest angeschlossen. Die Bogen sind ohne oberen Querverband und es müssen die Hängestäbe seitlich abstützen; letztere sind daher entsprechend breit und kräftig gehalten. Dagegen

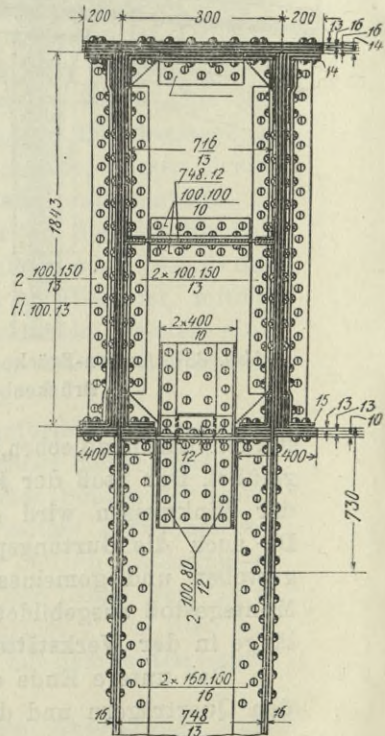


Abb. 635 a. Schnitt a b.

die Querträgerbelastung und den Winddruck auf die Bogen entstehenden Eckmomente aufzunehmen. Die in Abb. 640 dargestellte Eckausbildung mit den in der Ausrundung übergeführten Gurtwinkeln des Querträgers entspricht dieser Anforderung in hohem Maße. Das Zugband ist bei dieser Brücke durch eine Aussparung im Ständerfuße frei durchgeführt und ohne Verbindung gelagert.

§ 37. Fachwerksbogen.

Bei parallelen oder nahezu gleichlaufenden Gurtungen wählt man deren Abstand im Scheitel mit durchschnittlich $\frac{1}{30}$ der Stützweite. Für kleine Stützweiten und ebenso für größere Stichverhältnisse ist es günstig, die Trägerhöhe etwas größer zu nehmen; bei weitgespannten Bogen findet man sie dagegen bis auf $\frac{1}{45}$ der Stützweite herabgesetzt. Die Pfeilhöhe des Bogens ist, wenn er die Fahrbahn nicht überragen soll, durch die zulässige Tieflage der Kämpfer gegeben. Man trachtet sie womöglich nicht viel kleiner als mit $\frac{1}{10}$ der Stützweite zu erhalten, andererseits hat ihre Vergrößerung über $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der Stützweite, abgesehen von der dadurch erzielten Reduktion der Widerlager, im allgemeinen im Überbau keine Gewichtsersparnis, sondern eher ein Mehrgewicht zur Folge.

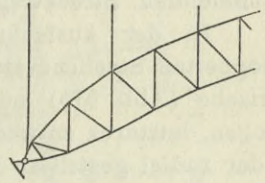


Abb. 641.

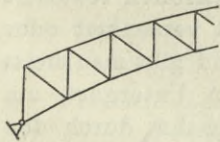


Abb. 642.

Die Gelenklager an den Kämpfern werden entweder in die Bogenachse oder an die untere Gurtung verlegt. Im ersteren Falle sind die Gurtungen im Auflager zusammenzuführen (Abb. 641). Die letztere Anordnung (Abb. 642) gibt in der Nähe der Kämpfer im Ober- und Untergurt sehr ungleich starke Querschnitte, sie ist aber vorzuziehen, wenn eine Vergrößerung des Bogen-

pfeiles angestrebt, oder wenn nicht an beiden Gurtungen, sondern nur in der Fläche des Untergurtes ein Windverband angebracht wird.

Zweigelenk-Sichelbogen erhalten im Scheitel eine etwas größere Höhe als parallelgurtige Bogen. Eine übergroße Trägerhöhe bei kleinem Bogenpfeil ist aber auch hier der Temperaturspannungen wegen (siehe S. 531) nicht günstig. Die Gurtschwerachsen laufen in stetiger Krümmung im Kämpfer entweder in einem Punkte zusammen oder man stumpft den Sichelbogen in den Auflagern etwas ab, um daselbst die allzu spitze Zusammenführung der Gurte zu vermeiden. Letztere nötigt dazu, die Bogenfüße auf eine gewisse Länge vollwandig auszubilden. Werden, um den Bogenfüßen größere

Tragwandhöhe zu geben, die Linien der Bogengurte nicht im Auflager zusammengeführt, so verringert man die Lagerbreite durch eine Abbiegung der Gurte, so daß sich ihre Schwerachsen in der Achse des Lagers treffen (Abb. 643).

Bei kleineren Trägerhöhen und dementsprechend kleinen Fachweiten der Ausfachung ist eine stetige Krümmung der Gurte der vieleckigen, von Knoten zu Knoten geraden Führung vorzuziehen, da hier die Stöße nicht an jeden Knotenpunkt, sondern weiter auseinander gelegt werden können. Die die Fahrbahn tragenden Stützen oder Hängestangen werden bei kleinen Fachweiten in jeden zweiten Knoten gelegt oder es wird bei Anordnung eines, Zwischenquerträger aufnehmenden, Streckträgers ihr Abstand noch größer gewählt.

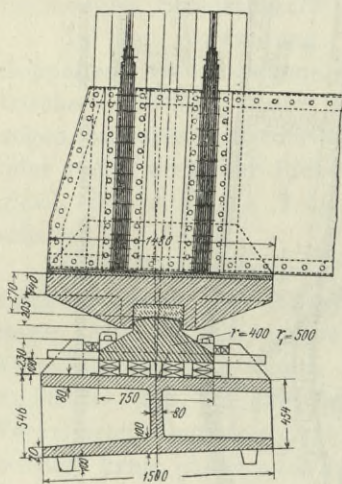
In der Ausfachung wird dem früher häufiger angewandten doppelten Strebensystems (Abb. 576, 581, 582) das einfache symmetrische (Abb. 575) oder unsymmetrische Dreiecksfachwerk vorgezogen, letzteres entweder mit einer Schar lotrechter (Abb. 579 u. a.) oder radial gestellter Pfosten. Die Fachweite macht man annähernd gleich der mittleren Trägerhöhe, um günstige Stabneigungen zu erhalten.

Eine Vergrößerung des Abstandes gekrümmter Gurtungen gegen die Kämpfer zu wird bei gelenklos gelagerten Bogen (Abb. 576, 577) angewendet. Man bezweckt dadurch eine solche Verminderung der in den Auflagerpunkten der Gurte auftretenden Zugkräfte, daß die zur Erzielung der Einspannung erforderliche Verankerung entweder ganz erspart oder doch erheblich reduziert werden kann. Aber auch bei Zweigelenkbogen mit versenkter oder tief liegender Fahrbahn und mit oder ohne Zugband gibt man meist dem Obergurt einen kleineren Bogenpfeil als dem Untergurt, um entweder das unschöne Durchschneiden der Fahrbahn durch den Obergurt zu vermeiden (Abb. 591) oder um die Brücke auf eine größere Länge mit einem oberen Querverbande versehen zu können. Bei derartigen Bogen von größerer Stützweite legt man die Enden des Obergurtes entweder in Fahrbahnhöhe (Abb. 591) oder in eine solche Höhe über die Fahrbahn, daß daselbst noch die Anbringung eines senkrechten Portalabschlusses möglich ist (Abb. 592 bis 594).

Bei Bogen mit Zugband kann man als zweckmäßige Pfeilhöhe f , zwischen Auflager und Untergurtscheitel gemessen, bei kleinen Spannweiten etwa $\frac{1}{6}$, bei größeren $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ der Stützweite l annehmen. Die Trägerhöhe h im Scheitel wählt man, wie bei den parallelgurtigen Bogen, mit durchschnittlich $\frac{1}{30} l$, für kleine Träger auch größer, bis $\frac{1}{20} l$. Bei Annahme der Endhöhe wird wo möglich auf die Anbringung eines oberen Querverbandes Bedacht genommen.

Diese erfordert bei Eisenbahnbrücken eine lichte Durchfahrtshöhe von 4·80 m, bei Straßenbrücken von 4·0 bis 4·5 m, so daß sich mit Hinzurechnung der Bauhöhe der Fahrbahn und des oberen Querriegels eine kleinste Endhöhe der Träger von 6 bis 6·5 m für die Anordnung eines Endportales als notwendig herausstellt. Der Scheitel des Obergurtes soll aber, um die Bogenwirkung auch im Aussehen zur Geltung zu bringen, seine Enden um wenigstens $\frac{1}{15} l$ überragen. Hieraus ergibt sich für die Anbringung eines Portalabschlusses eine untere Spannweitengrenze von 45 m, falls man die Pfeilhöhe f nicht über $\frac{1}{6} l$ vergrößern will. Bei größeren Spannweiten erzielt man eine

günstig wirkende Trägerform, wenn die Endhöhe h_1 gleich der 2- bis $2\frac{1}{2}$ -fachen Höhe h im Bogenscheitel gemacht wird, vorausgesetzt, daß dabei die Anordnung eines Portalabschlusses möglich wird. Als Ausfachung kommt bei diesen Bogen vorzugsweise nur das einfache Ständerfachwerk mit lotrechten, die Verlängerung der Hängestangen bildenden Pfosten zur Anwendung.



Zu Abb. 643.

Das Zugband wird in der Regel gerade geführt, wobei es dann ohne feste Verbindung mit den Hängestangen bleiben kann und nur von ihnen getragen wird, um es von seinem Eigengewicht zu entlasten. Über die Anordnung dieser sogenannten freischwebenden Fahrbahn siehe Bd. III, 1, S. 233, ferner Abb. 640.

Wird ein fester Anschluß gewählt (Köln. Nordbrücke u. a.), so sind bei größerer Stützweite an einzelnen Stellen Fahrbahnunterbrechungen durch bewegliche Längsträgeranschlüsse erforderlich, um die Fahrbahnträger von der Spannung des Zugbandes infolge Belastung frei zu halten. Es ist aber zu beachten, daß sich die Einspannmomente der durchgehenden Fahrbahnträger in dem Maße, als es der Torsionswiderstand der Querträger zuläßt, auch auf das festengeschlossene Zugband und die Hängestangen übertragen.

Können die Bogenaufleger so tief unter die Fahrbahn gelegt werden, daß ein sie verbindendes gerades Zugband von ihr erheblich abstehen würde, so schließt man letzteres an höher gelegene Knotenpunkte des Untergurtes an, oder gibt dem Zugband oder nur dessen Enden eine Sprengung (Abb. 644). Natürlich ist dann in dem gesprengten Teil eine Verbindung des Zugbandes mit den Hängestangen

erforderlich. Man hat aber auch Bogen und Zugband ganz über die Fahrbahn gelegt und dem Zugband eine nach abwärts gekehrte Krümmung gegeben, so daß ein Linsenträger entsteht (Abb. 645), der sich in der Form dem von Lohse bei der älteren Elbe-Brücke der Venloo-Hamburger-Bahn angewandten System (steifer Druck- und Zugbogen) nähert, aber nicht dessen hochgradige Unbestimmtheit hat. Die horizontale Kraft im gekrümmten Zugband rechnet sich

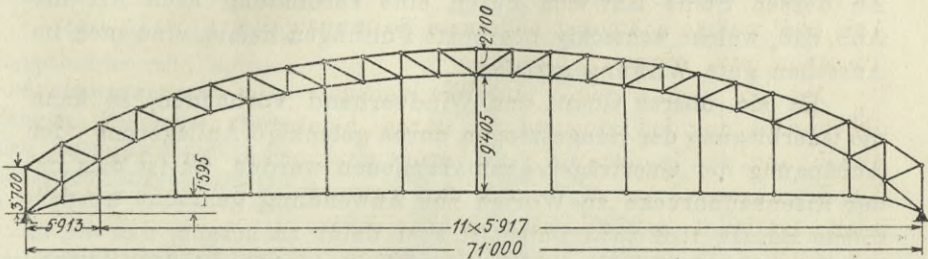


Abb. 644. Spree-Brücke bei Fürstenwalde. Erbaut von Bernhard. (Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1915.)

wie für den Bogen mit geradem Zugband, nur sind die Bogenordinaten auf die Schwerachse des Zugband zu beziehen.

Für die Ausbildung der Hängestangen gilt das oben (S. 550) Gesagte. Durch ihre feste Verbindung mit den Querträgern und mit dem Bogen kommen in die Hängestangen Zusatzspannungen, die in ihrer Größe wenigstens annähernd berücksichtigt werden müssen.

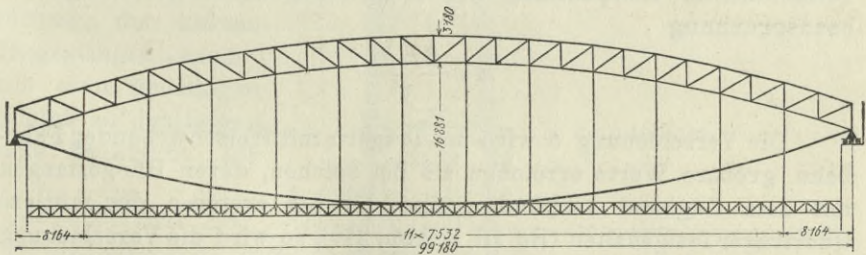


Abb. 645. Brücke über die Süderelbe bei Hamburg. (Gutehoffnungshütte.)

Vor allem ist die Biegungsbeanspruchung quer zur Trägerebene in Betracht zu ziehen, welche die Hängestangen als Teile der von ihnen mit den Querträgern und den oberen Querriegeln gebildeten Steifrahmen oder bei fehlenden Querriegeln als Teile der Halbrahmen erfahren. Die Berechnung dieser Brückenquerrahmen wird im Kap. IX behandelt. Es sei hier nur darauf aufmerksam gemacht, daß es besonders bei fehlendem oberem Querverbande zur Sicherung der seitlichen Stabilität der Bogen notwendig ist, den Hängestangen nach der Querrichtung ein entsprechend großes Querschnittsträgheits-

moment zu geben und die Eckverbindung mit den Querträgern kräftig zu gestalten. Letzteres erzielt man am besten dadurch, daß man den Hängestangenfuß verbreitert und die Gurtungen des Querträgers in einer Ausrundung in jene der Hängestange überführt. Beispiele dafür geben Abb. 640 und 646. Die Hängestangen erhalten volle oder durchbrochene Stege. Flacheisengitterwerk nur bei leichteren Trägern oder solchen mit oberem Querverband zu empfehlen. An dessen Stelle läßt sich durch eine Verbindung nach Art der Abb. 646, welche achteckig begrenzte Füllungen liefert, eine auch im Aussehen gute Wirkung erzielen.

Ist ein oberer Quer- und Windverband vorhanden, so kann die Querbiegung der Hängestangen durch gelenkige Auflagerung oder Anhängung der Querträger ganz vermieden werden. Es ist dies bei der Eisenbahnbrücke zu Worms zur Anwendung gebracht worden. (Siehe Bd. III, 1, S. 233.) Dabei ist aber dafür zu sorgen, daß die in der Fahrbahn wirkenden wagrechten Längs- und Querkräfte an festgehaltenen Punkten Aufnahme finden.

Die Hängestangen erfahren aber auch eine Biegungsbeanspruchung in der Trägerebene zunächst dadurch, daß sich ihre Enden infolge Formänderung des Tragwerks durch Belastung oder Temperaturwirkung verschieben. Ist die gegenseitige Verschiebung des obern und untern Endes δ , ferner z die freie Länge der Hängestange, b ihre Querschnittbreite in Richtung der Trägerebene, so wird bei vollkommener Einspannung der Hängestangenenden die Biegungsbeanspruchung

$$\sigma = \frac{3E\delta b}{z^2}.$$

Die Verschiebung δ wird bei Trägern mit freischwebender Fahrbahn größere Werte erreichen als bei solchen, deren Hängestangen mit dem Zugband verbunden sind. Ist bei ersteren der mittlere Querträger festgehalten (Bd. III, 1, Abb. 246), so wird die Verschiebung an der im größten Abstände a von der Mitte liegenden Hängestange, wenn s die in das Zugband durch die Belastung gebrachte Spannung ist, sehr nahe $\delta = \frac{s}{E}a$, mithin die Biegungsspannung in dieser Hängestange

$$\sigma = \frac{3ab}{z^2} s.$$

Bei der geringen Höhe dieser letzten Hängestangen können sich danach sehr erhebliche Spannungsziffern herausstellen. Allerdings ist zu beachten, daß in Wirklichkeit die Spannungen etwas kleiner aus-

fallen werden, da der Verdrehungswiderstand der Querträger nicht so groß ist, um eine vollkommene Einspannung des unteren Hängestangenendes herbeizuführen.

Für eine ausgeführte Bogenbrücke mit Zugband und freischwebend angehängter Fahrbahn würde sich beispielsweise für die äußersten Hängestangen mit $a = 34.16 \text{ m}$, $z = 1.25 \text{ m}$ und $b = 0.15 \text{ m}$ nach obiger Formel ergeben $\sigma = 9.84 \text{ s}$. Berücksichtigt man die Verdrehung des Querträgers, so wird die Biegungsspannung der Hängestange zwar erheblich kleiner, sie kann aber immerhin noch ein über der Elastizitätsgrenze gelegenes Maß erreichen.

Die Biegebeanspruchung der kurzen Hängestangen kann durch einen gelenkigen Anschluß an den Bogen mittels senkrecht zur

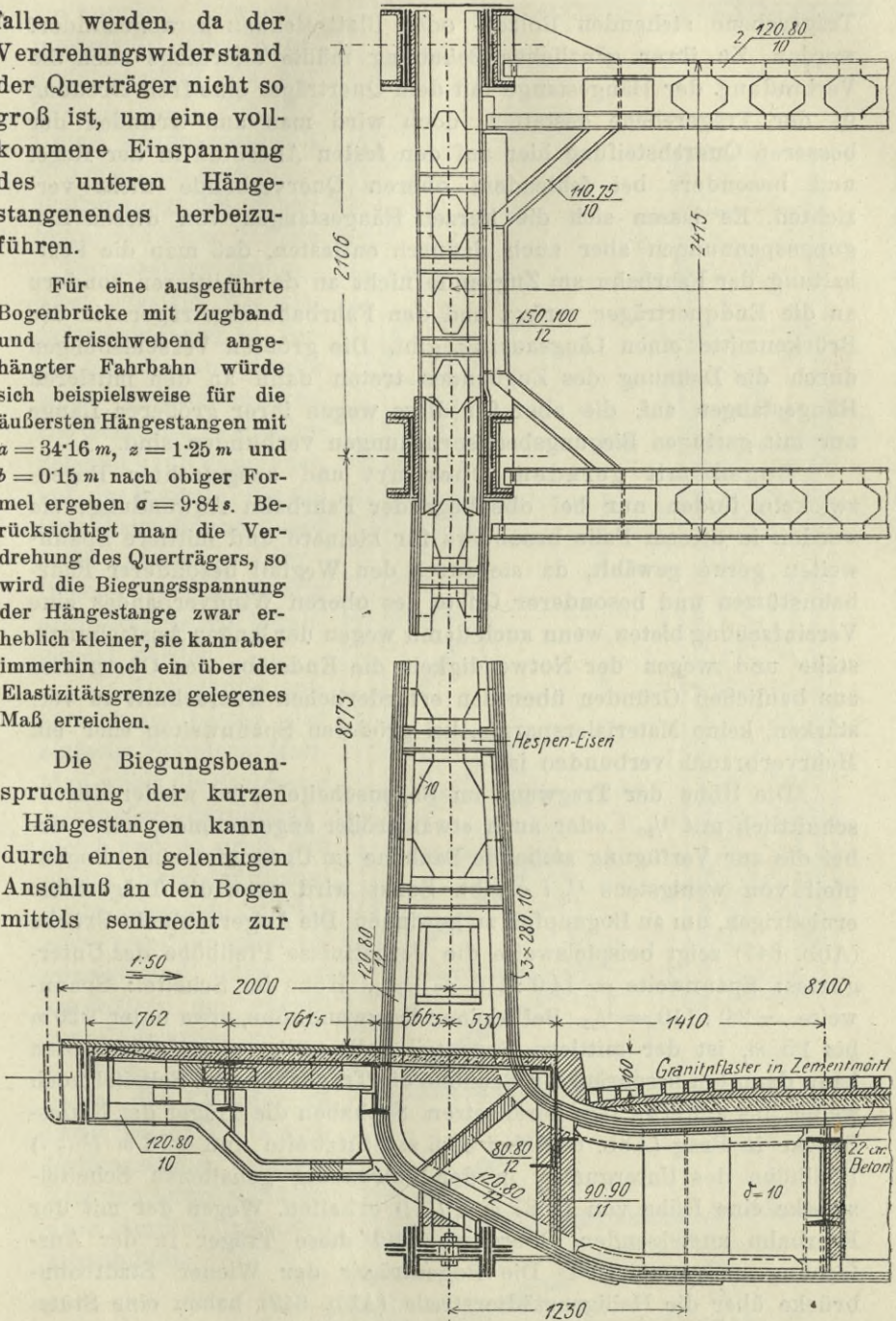


Abb. 646. Spree-Brücke bei Fürstenwalde. K. Bernhard, Dortmunder Union.
(Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1915, Nr. 1.)

Trägerebene stehenden Bolzen- oder Blattgelenken herabgemindert werden. Zu ihrer gänzlichen Behebung müßte allerdings auch die Verbindung der Hängestange mit dem Querträger eine freie Drehung in der Trägerebene gestatten, doch wird man aus Gründen der besseren Querabsteifung hier auf den festen Anschluß in der Regel und besonders bei fehlendem oberem Querverbande nicht verzichten. Es lassen sich die kurzen Hängestangen von diesen Biegunsspannungen aber auch dadurch entlasten, daß man die Festhaltung der Fahrbahn am Zugbande nicht an den mittleren, sondern an die Endquerträger verlegt und den Fahrbahnlängsträgern in der Brückenmitte einen Längsauszug gibt. Die größten Verschiebungen durch die Dehnung des Zugbandes treten dann an den mittleren Hängestangen auf, die aber für diese wegen ihrer größeren Länge nur mit geringen Biegungsbeanspruchungen verbunden sind.

Bogen mit geradem Obergurt und ausgefachten Bogenzwickeln finden nur bei obenliegender Fahrbahn Anwendung; sie werden in diesem Falle besonders für kleinere und mittlere Spannweiten gerne gewählt, da sie durch den Wegfall besonderer Fahrbahnstützen und besonderer Gurte des oberen Windverbandes eine Vereinfachung bieten, wenn auch damit wegen der langen Ausfachungsstäbe und wegen der Notwendigkeit die Endstäbe des Obergurtes aus baulichen Gründen über den erforderlichen Querschnitt zu verstärken, keine Materialersparnis, bei größeren Spannweiten eher ein Mehrverbrauch verbunden ist.

Die Höhe der Tragwand im Bogenscheitel wird wieder durchschnittlich mit $\frac{1}{30} l$ oder auch etwas größer angenommen, wenn dabei die zur Verfügung stehende Bauhöhe im Untergurt einen Bogenpfeil von wenigstens $\frac{1}{8} l$ ergibt. Sonst wird man die Trägerhöhe erniedrigen, um an Bogenpfeil zu gewinnen. Die Angerschluht-Brücke (Abb. 647) zeigt beispielsweise die Verhältnisse Pfeilhöhe des Untergurtes: Spannweite = $14.0 : 110 = \frac{1}{7.86}$, Höhe im Scheitel: Spannweite = $2.0 : 110 = \frac{1}{55}$. Bei kleiner Tragwandhöhe, etwa unter $1.20 m$ bis $1.5 m$, ist der mittlere Bogenteil vollwandig auszubilden. Man kann dann bei beschränkter Bauhöhe die Trägerhöhe im Scheitel noch weiter, bis auf etwa $\frac{1}{60} l$ herabsetzen. So haben die Träger der Niklas-Brücke in Prag (Abb. 648) bei $47.6 m$ Stützweite und $2.78 m$ ($\frac{1}{17} l$) Pfeilhöhe des Untergurtes in der vollwandig gehaltenen Scheitelstrecke eine Höhe von $0.887 m$ ($\frac{1}{54} l$) erhalten. Wegen der mit der Fahrbahn ansteigenden Obergurte sind diese Träger in der Ausfachung unsymmetrisch. Die Bogenträger der Wiener Stadtbahnbrücke über die Heiligenstädterstraße (Abb. 649) haben eine Stützweite von $56 m$, eine Pfeilhöhe des elliptisch geformten Untergurtes

Die Überführung der Fachwerkgurte in den Vollwandquerschnitt der Scheitelstrecke erfordert volle Deckung der daselbst gestoßenen Gurteile. In Abb. 650 bestehen die Stege der **L**-förmigen Gurte aus je zwei 12 mm-Blechen und die gleiche Stärke hat auch das doppelte

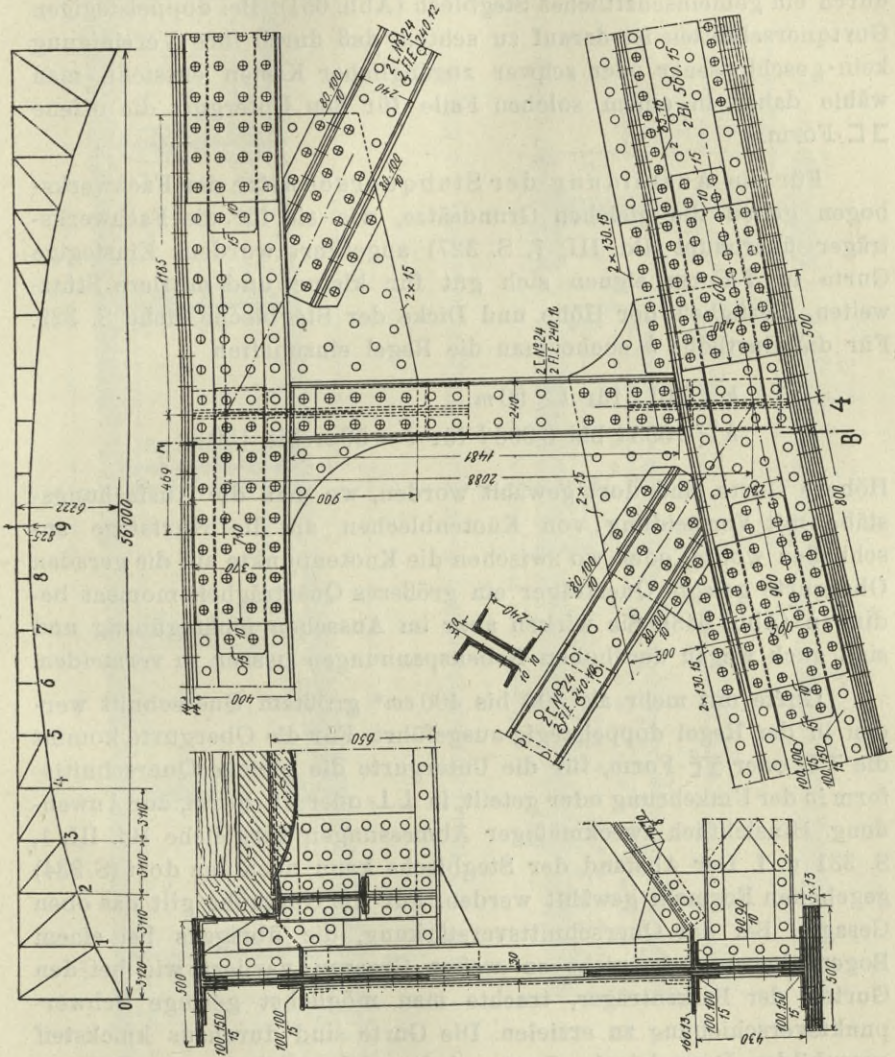


Abb. 649. Brücke der Wiener Stadtbahn über die Heiligenstädterstraße.

Stegblech des Vollwandquerschnittes. Die Stöße der beiden Bleche sind versetzt und zur Deckung dienen beiderseitige Laschen von 14 mm Stärke. Die Gurtwinkel und Gurtlamellen laufen durch, doch sind auch in sie in der Nähe der Anschlußstelle des Vollwandträgers Stöße eingelegt, um letzteren in großen Stücken in der Werkstätte

fertigstellen und die Nietarbeit auf der Baustelle beschränken zu können. Haben die Gurte des Fachwerksbogens **I**-Form, so führt man ihren Querschnitt auch in der Scheitelstrecke durch und vereinigt sie hier, wenn die Höhe für eine Ausfachung zu klein ist, durch ein gemeinschaftliches Stegblech (Abb. 651). Bei doppelstegigen Gurtquerschnitten ist darauf zu achten, daß durch ihre Vereinigung kein geschlossener oder schwer zugänglicher Kasten entsteht, man wähle daher in einem solchen Falle für den Untergurt die offene **∩**-Form.

Für die Ausbildung der Stabquerschnitte der Fachwerksbogen gelten die gleichen Grundsätze, wie sie für die Fachwerksträger überhaupt (Bd. III, 1, S. 327) angeführt wurden. Einstegige Gurte in **T**-Form eignen sich gut für kleine und mittlere Stützweiten. Bezüglich der Höhe und Dicke der Stegbleche siehe S. 329. Für die Gurthöhe h suche man die Regel einzuhalten

$$h \geq 0.01 l \text{ für } l \geq 50 m$$

$$h \geq 0.008 l \text{ bis } 0.006 l \text{ für } l = 50 m \text{ bis } 150 m.$$

Höhere Gurte sind dort gewählt worden, wo man die Ausfachungsstäbe mit Vermeidung von Knotenblechen an die Gurtstege anschließen wollte, oder wo zwischen die Knotenpunkte auf die geraden Obergurte gelegte Querträger ein größeres Querträgheitsmoment bedingen (Abb. 648). Sie wirken aber im Aussehen nicht günstig und sind auch wegen der hohen Nebenspannungen besser zu vermeiden.

Gurte mit mehr als 300 bis 400 cm^2 größtem Querschnitt werden in der Regel doppelstegig ausgeführt. Für die Obergurte kommt die **∩**- oder **∩**-Form, für die Untergurte die gleiche Querschnittsform in der Umkehrung oder geteilt, in **∩**- oder **∩**-Form, zur Anwendung. Hinsichtlich zweckmäßiger Abmessungen vergleiche Bd. III, 1, S. 331 u. f. Der Abstand der Stegbleche kann nach den dort (S. 334) gegebenen Formeln gewählt werden. Für die Gurthöhe gilt das oben Gesagte. Bei der Querschnittsverstärkung, die übrigens bei einem Bogenträgergurt in nicht so weiten Grenzen variiert wie bei den Gurten der Balkenträger, trachte man möglichst geringe Schwerpunktsverschiebung zu erzielen. Die Gurte sind durchaus knicksteif auszubilden. Doppelstegige Gurte erhalten daher zwischen den Knotenpunkten mindestens je zwei eingenetete Querbleche (Diaphragmenbleche) und an den offenen Seiten eine Vergitterung mit Winkelisen. Große **∩**-Gurte sind, um sie für Knickung als Vollstab rechnen zu können, oben durch ein Kopfblech und unten durch Vergitterung zu verbinden. Das Kopfblech endigt im Untergurt an den

Die Ausfachungsstäbe werden an die Gurtstege entweder unmittelbar oder mittels Knotenblechen angeschlossen. Da beim vieleckigen Gurt mit größerer Fachweite das Stegblech an jedem Knotenpunkt gestoßen werden muß, so empfiehlt es sich, wenigstens beim einsteigigen Gurt, immer die Knotenbleche in das Stegblech einzusetzen und mit ihm unter vollkommener Stoßdeckung zu verlaschen. Bei doppelstegigen Gurten können die Knotenbleche auch seitlich an die Gurtstege angelegt und zur Deckung ihrer Stöße mit verwendet werden. Die Knotenbleche sollen aber immer auf die ganze Gurthöhe durchreichen. Im allgemeinen sind die Stabkräfte in der Ausfachung eines Bogenträgers erheblich geringer als in jener eines Balkenträgers von der gleichen Stützweite, so daß man hier auch bei großen Trägern mit Knotenblechen von einfacher Blechstärke auslangt.

Die Ausfachungsstäbe sind mit druckstifem Querschnitt nach den auf S. 339 u. f. (Bd. III, 1) angegebenen Formen auszubilden. Für kleinere einsteigige Träger kann der \oplus - (Abb. 648) oder \boxplus -Querschnitt (Abb. 649), für größere und doppelstegige Träger der \boxminus - und \boxplus -Querschnitt angewendet werden. Lange Stäbe, wie sie bei großen Bogen mit Zwickelausfachung vorkommen (Abb. 599 u. 647), hat man auch, um sie für die verhältnismäßig kleinen Stabkräfte wegen der Knickgefahr nicht stark überdimensionieren zu müssen, kastenförmig aus vier in der Stabmitte nach der Trägerebene auseinander gebogenen Winkeln mit vierseitiger Vergitterung ausgeführt.

Bezüglich der auf den Bogen aufstehenden Fahrbahnstützen gilt das gleiche wie bei den Vollwandbogen.

Bei den Bogen mit angehängter Fahrbahn sind die Hängestangen an die Knotenpunkte des Untergurtes anzuschließen. Sie werden zu diesem Zwecke bei geteilten und unten offenem Untergurte in ihn hineingeführt und an dessen Stege angeschlossen oder es werden hiezu die Knotenbleche der Ausfachungsstäbe nach unten verlängert. Sind dieser Verlängerung untere Gurtplatten im Wege, beispielsweise beim einfachen oder doppelten \perp -Gurt, so müssen diese Gurtplatten für den Durchlaß der Knotenbleche geschlitzt werden; besser ist es, sie durchgehend zu teilen, um das Schlitzen zu ersparen.

Wird ein Zugband gegeben, so wählt man dafür bei einsteigigen Trägern den \oplus -, \perp - oder \boxminus -Querschnitt, bei doppelstegigen Trägern Querschnittsformen nach Abb. 652 *a* oder *b*. Form *a* ist bei fester Verbindung mit den Hängestangen vorzuziehen. Ist das Zugband von der Fahrbahn belastet, was aber besser vermieden wird, so ist ihm ein entsprechend biegungssteifer Querschnitt zu geben.

Die Grundsätze, nach denen die Ausbildung der Knotenpunkte zu erfolgen hat, sind die gleichen wie für die Fachwerksträger überhaupt und kann in dieser Hinsicht auf § 28, Bd. III, 1, S. 342—379, verwiesen werden.

Die folgenden Abbildungen geben einige Beispiele von Knotenpunktverbindungen bei Bogenfachwerken von kleineren und von großen Abmessungen. Den direkten Anschluß der Ausfachungsstäbe an die Gurtstegbleche zeigt Abb. 648. Die Gurte haben T-Querschnitt, die Ausfachungsstäbe \perp -Querschnitt. Die hohen Gurtstege bestehen aus zwei 12 mm-Blechen. Sie reichen über zwei Fachweiten und sind im dritten Fache gestoßen. Auch die Stöße der Gurtwinkel und Lamellen sind daselbst zu einem Montagestoß zusammengelegt. Den Anschluß bei einsteigeriger Gurtung mittels Knotenblechen, die in den Gurtsteg eingesetzt sind, zeigt Abb. 649. Bemerkenswert ist hier die beträchtliche Stärke der Knotenbleche, die gleich den Gurtstegen aus zwei Platten von je 15 mm Stärke bestehen. Die Stöße sind durch über die ganze Gurthöhe reichende 10 mm-Laschen und darunter liegende schmalere 15 mm-Laschen gedeckt. Die Ausfachungsstäbe haben durchwegs einen aus \perp -Eisen und Blechen gebildeten \perp -Querschnitt.

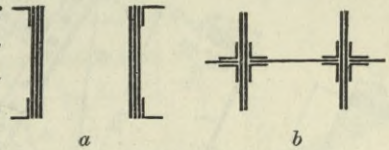


Abb. 652.

Abb. 653 gibt die Knotenpunktausbildung bei einem größeren Bogenfachwerksträger mit doppelsteigeriger Gurtung. Die Knotenbleche sind auch hier in die Stegbleche eingesetzt und es sind die Stöße beiderseits des Knotenpunktes durch Innen- und Außenlaschen gedeckt. Die einfachen Bleche haben die für eine Eisenbahnbrücke von dieser Stützweite etwas geringe Stärke von 12 mm, die Laschenbleche sind 9 mm stark, reichen aber nicht über die ganze Gurthöhe.

Abb. 654 stellt einen Untergurtnotenpunkt der nördlichen Eisenbahnbrücke in Köln (Abb. 594) dar¹⁾. Der zweiteilige Gurt wird durch senkrechte Bleche und durch vier äußere Randwinkel gebildet; die verbindende Kopfplatte endigt vor den Knotenblechen und ist daher in die Gurtfläche nicht mit einbezogen. Der linke Gurtstab enthält in jeder Hälfte drei Stegbleche von je 17 mm Stärke, der rechte zwei solche Bleche und außerdem ein, außen zwischen den Winkeln liegendes 13 mm starkes Beiblech. Der lichte Abstand zwischen den beiden Gurthälften ist aber in der ganzen Gurtlänge gleich durchgeführt und es sind daher die Winkel des rechten Gurtstabes auf das dritte Stegblech des linken Stabes im Knotenpunkt

¹⁾ Ausführung durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade.

ist mit dem Beiblech durch eine 17 mm starke Außenlasche verbunden, wobei die ungleiche Blechstärke auf der Seite der Beiplatte durch ein 4 mm-Futterblech ausgeglichen wird. Die Gurtwinkel sind rechts vom Knotenpunkte noch auf der Knotenplatte gestoßen und es ist ihr Stoß durch auf die Winkelschenkel genietete 20 mm starke Flacheisen gedeckt. Von letzteren sind die auf den senkrechten Winkelschenkeln liegenden über den Knotenpunkt hinaus in den linken Gurtstab verlängert, um auch den von der Außenlasche nicht gefaßten Teil der dritten Gurtstegplatte im Knotenpunkte anzuschließen. Bei dieser Anordnung können die Gurtstäbe in der Werkstätte fertiggemacht werden und es sind nur an den Knotenpunkten Montagenieten zu setzen.

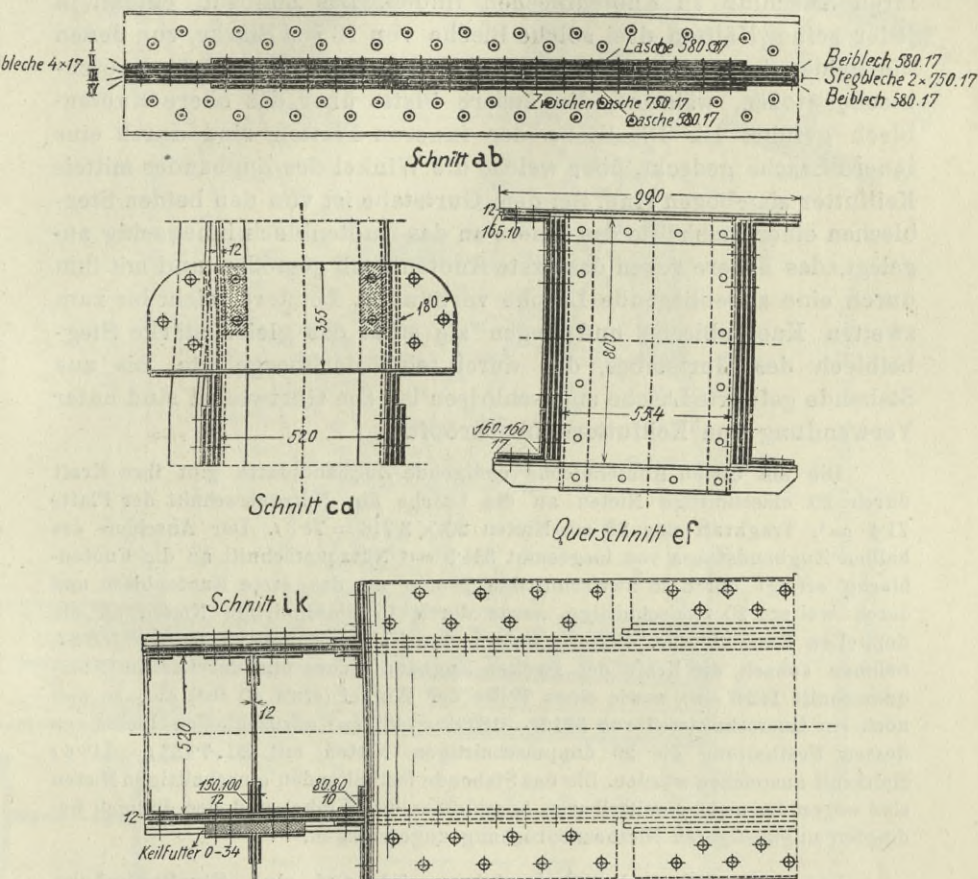
Abb. 655 zeigt die Ausbildung eines Obergurt-Knotenpunktes der Müngstener-Brücke¹⁾ (Abb. 577). Der ähnlich wie im obigen Beispiele gestaltete Gurt besteht in jeder Hälfte aus zwei Stegblechen von je 14 mm Stärke und äußeren Randwinkeln. Die 14 mm starken Knotenbleche sind innen angelegt und nach oben für den mittels eines Blattgelenkes bewirkten Anschluß des Ständerpfostens verlängert. Die Stöße der äußeren Stegbleche liegen beiderseits des Knotenpunktes und sind durch eine über die ganze Gurthöhe reichende Außenlasche gedeckt. Die zwischen diesen Stößen eingeschaltete Blechplatte deckt den Stoß der inneren Stegbleche, der aus Gründen des leichteren Zusammenbaues wieder durch eine eingeschaltete (in der Abb. 655 schraffierte) Platte getrennt ist. Die Gurtwinkel endigen an der Außenlasche und sind durch Stoßdeckwinkel gekuppelt.

Bei Bogen mit Zugband sind im Zugbandanschlusse große Kräfte zu übertragen, die die Anordnung mehrfacher Knotenbleche bedingen. Die für Blechbogen besprochenen Anordnungen (Abb. 635) mögen noch durch zwei Beispiele von großen Fachwerksbogen ergänzt werden.

Abb. 656 zeigt den Auflagerknotenpunkt der nördlichen Rheinbrücke in Köln. Der Gurtstab hat die oben beschriebene Querschnittsbildung und enthält in jeder seiner Hälften drei 17 mm-Stegbleche und ein äußeres gleich starkes Beiblech nebst zwei auf die wagrechten Winkelschenkel genieteten Flacheisen. Das Zugband hat $\perp\perp$ -Querschnitt und bestehen seine Stege aus je vier Blechen von 17 mm Stärke; ihr lichter Abstand ist um die doppelte Blechstärke kleiner als der lichte Abstand der beiden Gurtstabhälften. Zur Verbindung dienen in jedem Stege vier abgesetzte, 17 mm starke Knotenbleche,

¹⁾ Ausgeführt von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. Siehe die eingehende Veröffentlichung über diese Brücke von Prof. W. Dietz. Berlin 1904, J. Springer.

bleche endigen und ihre Kraft an beiderseitige gleich starke Laschen abgeben. Der Stoß der mittleren Bleche findet seine Deckung einerseits durch das innenliegende Knotenblech, andererseits durch eine Zwischenlasche, die eine Verlängerung des vorderen Knotenbleches bildet und bis zum äußeren Beiblech reicht. Die Winkel sind mittels



Keilfutter auf diese Zwischenlasche abgebogen. Die wagrechten Platten des Zugbandes sind in der Stärke der vier Knotenbleche geschlitzt und mittels Hilfswinkel angeschlossen. Am Ständer ist das zweite Knotenblech etwas in die Höhe geführt und dagegen legt sich das auf 5 mm unterfütterte 12 mm starke Wandblech des Ständers, das flüchtig gegen das innere Knotenblech stößt. Die inneren Ständerwinkel sind ohne Kröpfung gerade, die äußeren Winkel mittels Keilfutter über die Knotenbleche bis zum Auflager herabgeführt.

Abb. 657 betrifft den Auflagerknotenpunkt des Überbaues für das 3. und 4. Gleis der Eisenbahnbrücke über die Süderelbe bei Hamburg¹⁾, dessen Trägersystem in Abb. 645 dargestellt wurde. Die Anordnung ist ähnlich der vorherbeschriebenen und es bestehen Gurtstab und Zugband in der Hauptsache aus senkrecht stehenden Blechen, die ihren Anschluß an Knotenblechen finden. Das Zugband enthält in jeder seiner Hälften drei solche Bleche von 16 mm Stärke, von denen die beiden innen liegenden an zwei abgesetzte, 16 mm starke Knotenbleche stoßen, während die äußere Platte über das obere Knotenblech geführt ist. Die Stöße der inneren Platten sind durch eine innere Lasche gedeckt, über welche die Winkel des Zugbandes mittels Keilfuttern abgebogen sind. Bei dem Gurtstabe ist von den beiden Stegblechen einer Stabhälfte das innere an das Knotenblech innenseitig angelegt, das äußere gegen das erste Knotenblech gestoßen und mit ihm durch eine außenliegende Lasche verbunden. Letztere reicht bis zum zweiten Knotenbleche und gegen sie stößt das gleich starke Stegblech des Gurtstabes, das durch eine darübergelegte, bis ans Stabende geführte Lasche angeschlossen ist. Die Gurtwinkel sind unter Verwendung von Keilfuttern überkröpft.

Die am ersten Knotenbleche endigende Zugbandplatte gibt ihre Kraft durch 20 einschnittige Niete an die Lasche ab. Nutzquerschnitt der Platte 71.4 cm^2 , Tragkraft der 26 mm-Niete $20 \times 3.716 = 74.3 \text{ t}$. Der Anschluß des halben Zugbandstabes von insgesamt 331.5 cm^2 Nutzquerschnitt an die Knotenbleche erfolgt durch 28 zweischnittige Niete an das erste Knotenblech und durch weitere 20 zweischnittige, sowie durch 15 einschnittige Niete an die doppelten Knotenbleche. Erstere liefern eine Haltkraft von $28 \cdot 6.656 = 186.3 \text{ t}$, nehmen sonach die Kraft des zweiten Zugbandbleches und der Lasche (Nutzquerschnitt 142.8 cm^2), sowie eines Teiles der Winkel (etwa 40 cm^2) auf, so daß noch ein Querschnittsteil von $331.5 - 182.8 = 148.7 \text{ cm}^2$ anzuschließen bleibt, zu dessen Festhaltung die 20 doppelschnittigen Niete mit $20 \cdot 7.433 \text{ t} = 148.6 \text{ t}$ Haltkraft ausreichen würden. Die das Stabende festhaltenden einschnittigen Niete sind wegen des nicht unmittelbaren Anschlusses der Winkel und der dadurch bedingten ungünstigeren Nietbeanspruchung zugeschlagen.

Die Abb. 658 und 659 beziehen sich auf eine Straßenbrücke von 76.8 m Stützweite mit 6 m breiter, mit Holzstöckel gepflasterter Fahrbahn und außen liegenden 1.8 m breiten Fußwegen. Die Hauptträger sind über der Fahrbahn liegende Fachwerkbogen mit Zugband²⁾. Die Gurte sind zweistegig, der Obergurt TT-, der Untergurt \square -förmig mit einem lichten Stegabstande von 350 mm. Abb. 658 stellt einen Untergurtknoten dar. Die Untergurtstäbe enthalten in

¹⁾ Ausführung durch die Gutehoffnungshütte, Sterkrade.

²⁾ March-Brücke bei Ungar.-Hradisch. Entwurf von Prof. Dr. Hawranek. (Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1906.)

jeder Querschnittshälfte zwei 12 mm starke Stegbleche und äußere Randwinkel. Im Knotenpunkt tritt an Stelle des inneren Stegbleches ein Knotenblech, dessen Stoß durch Innenlaschen gedeckt ist. Das äußere Stegblech ist daneben rechts vom Knotenpunkt gestoßen und durch die verlängerte Innenlasche, sowie durch eine Außenlasche gedeckt. Das schmale Beiblech des linken Gurtstabes endigt nach Unterbringung der zu seiner Festhaltung erforderlichen Niete neben dem Knotenpunkte. An jedem zweiten Knotenpunkte sind auch die Winkel mit Hilfe von Deckwinkeln gestoßen, desgleichen auch die wagrechten Gurtlamellen, so daß daselbst ein Montagestoß entsteht. Die Ausfachungsstäbe und Hängestangen haben I-Querschnitt und sind zwischen die Knotenbleche eingienietet.

Im Endknoten (Abb. 659) erfolgt der Anschluß mittels dreifacher Knotenbleche. Die beiden Zugbandhälften stehen so wie die Gurtstege im lichten 350 mm weit ab; sie bestehen aus je drei 12 mm starken Stegblechen, zwei Winkelleisen und zwei auf deren wagrechten Schenkeln liegenden Flacheisen. Die Stöße der drei Stegbleche mit den drei Knotenblechen sind versetzt und durch eine innere und äußere Lasche gedeckt. Auch die äußere Lasche reicht über die ganze Steghöhe und ist zwischen den Winkeln unterfuttert. Die Laschen übergreifen die äußeren Stöße um so viel als es die Unterbringung der für die Stoßdeckung eines Stegbleches notwendige Zahl einschnittiger Niete erfordert. Die zwischen den Stößen liegenden Niete sind zweiseitig. Die beiden Stegbleche jeder Gurtstabhälfte stoßen mit den inneren Knotenblechen und sind durch eine innen liegende gleich starke Lasche gedeckt und desgleichen ist der versetzte Stoß des Beibleches des Gurtsteges mit dem dritten Knotenblech durch eine äußere Lasche gedeckt. Die Winkel und Gurtlamellen des Gurtstabes und Zugbandes sind teils unmittelbar verbunden, teils mittels Hilfswinkel angeschlossen.

§ 38. Die Auflager und Gelenke der Bogenträger.

Feste Flächenlager sind nur bei älteren Blechbogenbrücken (Abb. 574) und bei Fachwerksbogen, die als eingespannt wirken sollen, anzutreffen. Sie sind, wenn nicht mit einer Verankerung verbunden, unvorteilhaft, da bei ihnen leicht Kantenstützung eintreten kann. Zur Erzielung gelenkiger Lagerung sind Kipplager anzuwenden, für deren Konstruktion die gleichen Grundsätze wie für die Balkenaufleger (siehe Bd. III, 1, § 30) gelten. Man bildet die Kämpfer-Kipplager der Bogenträger sonach als Zapfen- oder als zylindrische oder sphärische Wälzungkipplager (Linien- oder Punkt-Kipplager) aus.

Bei Zapfenlagern wirkt einer Drehung als Widerstand ein Reibungsmoment entgegen und es nimmt dieses mit der Größe des Zapfendurchmessers zu. Man zieht es daher, auch aus Gründen der leichteren Ausführung, meist vor, den Kippzapfen nicht genau in die Lagerschale einzupassen, sondern gibt letzterer einen etwas größeren Krümmungshalbmesser, so daß das Lager dann eigentlich ein Wälzungslager wird. Ist der Unterschied in den Halbmessern der Stützflächen nicht größer als das 0.2fache des Halbmessers der konvexen Stützfläche, so kann das Lager noch als Zapfenlager berechnet werden (nach Formel 108, S. 392), sonst gelten die Formeln (111 und 113, S. 393) für Wälzungslager.

Bei einem Wälzungslager ist eine Formänderung des Bogens allerdings mit einer kleinen Verschiebung des Stützpunktes verbunden. Sind r_1 und r_2 die Krümmungshalbmesser der Stützflächen eines Kämpferlagers und ist φ daselbst die Winkelverdrehung (+ nach außen), so beträgt, falls kein Gleiten eintritt, die Verschiebung des Stützpunktes auf der Stützfläche nach außen $w = \frac{r_1 r_2}{r_2 - r_1} \varphi$. Der Krümmungsmittelpunkt der abrollenden Stützfläche mit dem Halbmesser r (gleich r_1 oder r_2) verschiebt sich dabei um $r\varphi$; die Stützweite vergrößert sich, wenn die Lagernormale zur Lotrechten unter dem Winkel α geneigt ist, um $\Delta l = w \cos \alpha$. In Anbetracht der Kleinheit dieser Verschiebungen bei den ausgeführten Lagern wird man aber bei der Berechnung der Bogenkräfte wohl immer von ihrer Berücksichtigung absehen können.

Der zylindrische oder sphärische Stützkörper wird entweder an den oberen oder unteren Lagerkörper angegossen (Abb. 455, Bd. III, 1, S. 388, Abb. 643, 665, 671) oder getrennt eingesetzt (Abb. 663, 664 u. a.). Zur Aufnahme der wagrechten Seitenkräfte wird die Reibung in der Stützfläche meist nicht ausreichen; man versieht daher die Zapfen entweder mit Bundringen oder in ihrer Mitte mit einer Rille, in die vortretende Rippen der Lagerkörper eingreifen.

Das Lager wird normal auf die Mittellage der Kämpferdruckrichtung gestellt, die den Winkel der äußersten Grenzlagen des Kämpferdruckes halbiert und ungefähr mit der Druckrichtung bei unbelasteter oder gleichmäßig vollbelasteter Brücke übereinstimmt. Die zum Lager parallele Komponente einer von der Normalenrichtung abweichenden Kämpferkraft muß vom Lager und von der Verbindung zwischen Lager und Träger aufgenommen werden. Bei Zapfenlagern verhindert die den Zapfen umgreifende Lagerschale eine Querverschiebung, Wälzungslager sichert man durch bloß geringe Verschiedenheit der Halbmesser der sich berührenden Stütz-

flächen und allenfalls durch eingesetzte Coupillen oder Rundeisendorne, die in dem einen der beiden Teile befestigt sind und mit einem verjüngten Kopfe in das zylindrische Loch des anderen Teiles hineinreichen. Die Verbindung des Trägers mit dem oberen Lagerkörper muß gleichfalls eine derartige sein, daß die daselbst auftretende größte Querkraft aufgenommen wird. Man hat zu diesem Zweck die Lagerkörper sattelförmig gestaltet (Abb. 660) oder mit seitlichen Backen versehen (Abb. 643), doch kann auch bei einer ebenen Anlagsfläche, die das Einbringen des Lagers erleichtert, die Verbindung mit dem Träger durch eine ausreichende Zahl von Schraubenbolzen gesichert werden (Abb. 620).

Liegen die Träger in zur Lotrechten geneigten Ebenen, so sind die Zapfen- oder Linien-Kipplager nicht senkrecht zu den Tragwänden, sondern zur lotrechten Ebene zu stellen oder es sind sphärische oder Punkt-Kipplager anzuordnen.

Bei Blechbogen geht die Hauptkraft durch die Gurtbleche, die man daher auch in der Regel unmittelbar auf dem Lagerkörper mit gehobelten Kanten aufstehen läßt, wogegen das durch Beibleche verstärkte Stegblech mittels angenieteter Winkeleisen gelagert wird, durch die die Befestigungsschrauben gehen. In den Aufstandsflächen gibt man eine etwa 3 mm starke Bleizwischenlage. Bei dem Lager der Abb. 624 übergreifen die Gurtplatten den mittleren Teil des Lagerkörpers und sichern so den Träger gut gegen eine Verschiebung. Abweichend von dieser Anordnung ist bei dem Lager der Abb. 626 der Blechbogen nur im Steg gefaßt und dieser unter Verstärkung durch Beibleche und abgestufte Gußplatten unmittelbar auf den Lagerzapfen gesetzt. Es wird dadurch zwar in der Höhe des Lagers erspart, sonst ist aber diese Konstruktion als weniger zweckmäßig zu bezeichnen und auch nur auf niedrige Steghöhen zu beschränken, da die Eintragung der Kämpferkraft in die Gurtungen auf indirektem Wege durch die die Stegplatten mit den Winkeln verbindenden Schraubenbolzen erfolgt.

Hohe Blechträgerbogen erfordern für die Auflagerung in der ganzen Fläche breite und dementsprechend hohe und schwere Lagerkörper (Abb. 620), wenn man es nicht vorzieht, die Wandhöhe der Träger in der Nähe der Auflager durch ein Abbiegen und Zusammenziehen der Gurtungen zu verringern. Erfolgt die Abbiegung nach einem Kreisbogen mit dem Halbmesser r (Abb. 661) und ist bei der Gurtfläche F (Gurtlamellen und Winkel) und der Gurtspannung σ die Gurtkraft $R = F\sigma$, so entfällt auf die Längeneinheit des Gurtanschlusses die radial wirkende Kraft $\frac{R}{r} = \frac{F\sigma}{r}$ und es berechnet

sich bei der Haltkraft P einer doppelschnittigen Niete der Niet-
 abstand mit $e = \frac{P}{F\sigma} r$.

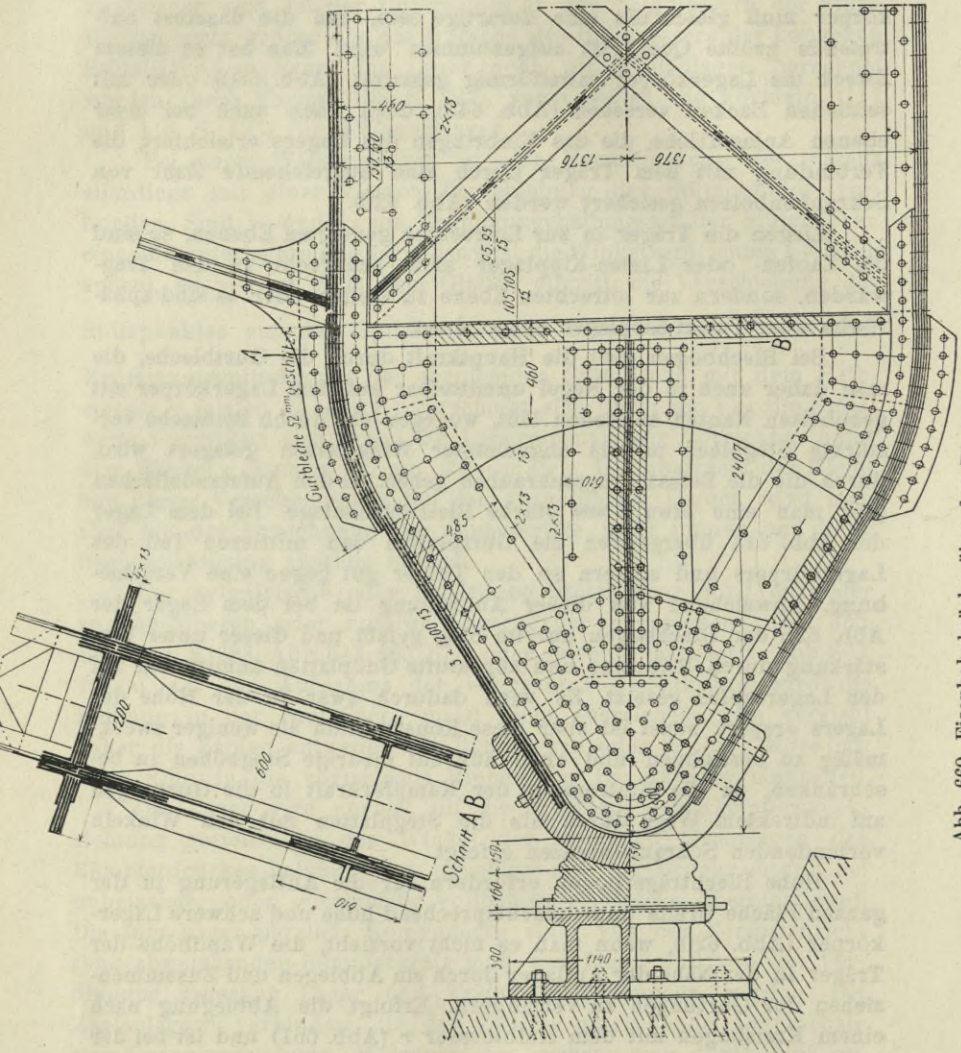


Abb. 660. Eisenbahnbrücke über den Rhein oberhalb Koblenz.

Auch bei Fachwerksbogen, die man nicht an einem Gurte,
 sondern in der Bogenachse lagern will, sind die Gurtungen durch
 bogenförmige oder geradlinige Abbiegung im Auflager zusammen-

zuführen und auf die Länge der bogenförmigen Abbiegung durch einen vollen Steg zu verbinden (Abb. 660).

Bogen mit ausgefachten Zwickeln werden mit dem Untergurte gelagert. Kleinere derartige Bogen mit \perp -Gurt hat man auch ohne Ausbildung eines eigentlichen Kipplagers nur mit den schmalen gehobelten Flächen der Gurtlamellen auf das Lager gesetzt (Abb. 662), wobei aber hohe Kantenpressungen entstehen können, die diese Anordnung nicht empfehlenswert machen. Die Achse des Kipplagers ist in die Schwerlinie der Gurtung zu legen und der Mittelpunkt des Kippzapfens oder der Stützpunkt des Wälzlagers soll möglichst mit dem theoretischen Endknotenpunkt des Fachwerks zusammenfallen. Letztere Bedingung erfordert meist eine besondere Ausbildung des oberen Lagerkörpers (Abb. 663); häufig wird aber davon etwas abgewichen und das Lager in der Verlängerung der Gurtschwerachse zurückgesetzt (Abb. 664).

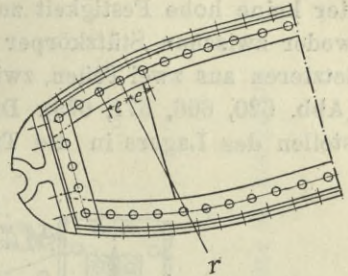


Abb. 661.

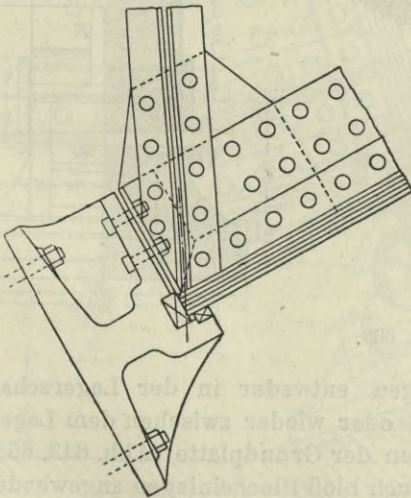


Abb. 662.

Der untere Lagerstuhl wird gewöhnlich als Rippenkörper in Gußeisen oder Stahlguß ausgeführt und es gelten für seine Formgebung und Dimensionierung die bei den Lagern der Balkenbrücken (Bd. III, 1, S. 390) angegebenen Regeln. Erhält der Lagerstuhl durch seitliche Rippen nach oben offene Zellen, so sind diese durch Öffnungen in der Mittelrippe zu entwässern.

Es empfiehlt sich, die Lager der Bogenträger mit Vorrichtungen zu versehen, welche die richtige Einstellung des Lagers zum Träger und eine satte Berührung der Stützflächen bei

dem noch auf der Rüstung liegenden Träger ermöglichen. Bei nicht sehr großen Bogen kann man sich damit behelfen, daß man den unteren Lagerstuhl mit drei, die Grundplatte durchdringenden Stellschrauben versieht, mit diesen das Lager nach dem Einschieben auf den Auflagerstein setzt und zur Anlage an den Bogen bringt, worauf

die Wagrechte zu stellen und ein sattes Anliegen in der ganzen Länge des Stützkörpers zu erreichen. Mittels quer zur zylindrischen Stützfläche liegenden Höhenrichtkeilen (Abb. 660, 667, 670), denen eine leichte Abrundung der Oberfläche zu geben wäre, läßt sich

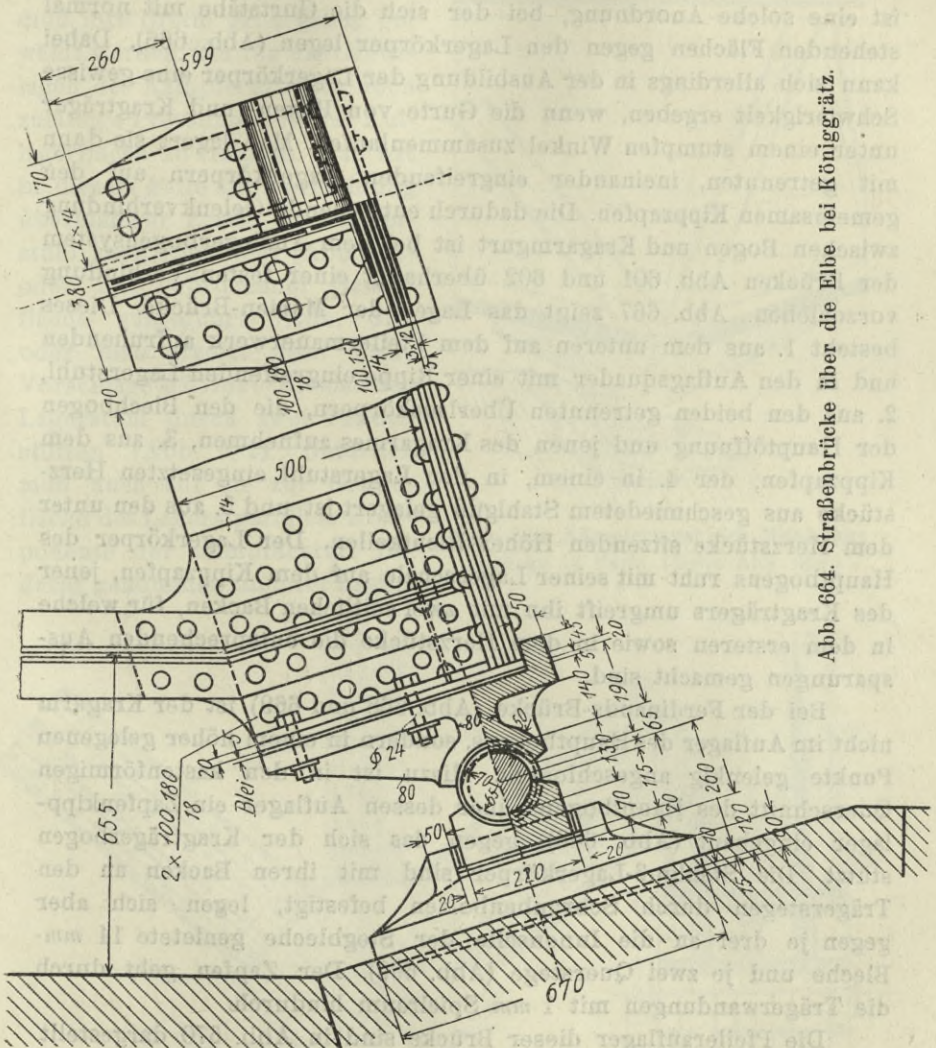


Abb. 664. Straßenbrücke über die Elbe bei Königgrätz.

wohl deren Neigung etwas ändern; am besten wird man aber dieser Schwierigkeit durch die Anordnung von Kugelzapfen- oder Punkt-Kipp lagern begegnen (Abb. 643).

Die Lager der Auslegerbogenträger sind nach den gleichen Grundsätzen auszubilden. Der Gelenkmittelpunkt oder Stützpunkt

des Wälzlagers soll in den Schnittpunkt der Achsen der im Auflagerknotenpunkt zusammentreffenden Stäbe verlegt werden. Geringe Abweichungen sind zulässig, eine stark exzentrische Lagerung, wie in Abb. 665, hat aber ungünstige Beanspruchungen zur Folge. Besser ist eine solche Anordnung, bei der sich die Gurtstäbe mit normal stehenden Flächen gegen den Lagerkörper legen (Abb. 666). Dabei kann sich allerdings in der Ausbildung der Lagerkörper eine gewisse Schwierigkeit ergeben, wenn die Gurte von Bogen- und Kragträger unter einem stumpfen Winkel zusammenlaufen. Man lagert sie dann mit getrennten, ineinander eingreifenden Lagerkörpern auf den gemeinsamen Kippzapfen. Die dadurch entstehende Gelenkverbindung zwischen Bogen und Kragarmgurt ist bei dem Auslegerbogensystem der Brücken Abb. 601 und 602 überhaupt einer festen Verbindung vorzuziehen. Abb. 667 zeigt das Lager der Marien-Brücke. Dieses besteht 1. aus dem unteren auf dem Pfeilermauerwerk aufruhenden und in den Auflagsquader mit einer Rippe eingreifenden Lagerstuhl, 2. aus den beiden getrennten Überlagskörpern, die den Blechbogen der Hauptöffnung und jenen des Kragarmes aufnehmen, 3. aus dem Kippzapfen, der 4. in einem, in den Lagerstuhl eingesetzten Herzstücke aus geschmiedetem Stahlguß gelagert ist und 5. aus den unter dem Herzstücke sitzenden Höhen-Richtkeilen. Der Lagerkörper des Hauptbogens ruht mit seiner Lagerschale auf dem Kippzapfen, jener des Kragträgers umgreift ihn mit zwei seitlichen Backen, für welche in dem ersteren sowie in dem Herzstücke die entsprechenden Aussparungen gemacht sind.

Bei der Ferdinands-Brücke (Abb. 668 und 669) ist der Kragarm nicht im Auflager des Hauptbogens, sondern in einem höher gelegenen Punkte gelenkig angeschlossen. Hierzu ist in den kastenförmigen Querschnitt des Hauptbogens über dessen Auflager ein Zapfenkipp-lager eingebaut (Abb. 668), gegen das sich der Kragträgerbogen stützt. Die Stahlguß-Lagerkörper sind mit ihren Backen an den Trägerstegen durch Schraubenbolzen befestigt, legen sich aber gegen je drei an die Innenseite der Stegbleche genietetete 14 mm-Bleche und je zwei Querstege (Abb. 669). Der Zapfen geht durch die Trägerwandungen mit 1 mm Spielraum hindurch.

Die Pfeilerauflager dieser Brücke sind in Abb. 670 dargestellt. Sie sind ähnlich ausgebildet wie die Lager der Marien-Brücke, nur ist hier bloß ein Überlagskörper vorhanden, der mit einer sattelförmigen Fläche den Träger aufnimmt und überdies mit einer eingeklinkten Mittelrippe gegen Verschiebung sichert. Der Zapfen lagert wieder auf einem durch Keile nachstellbaren Herzstücke. Der Halbmesser des Kippzapfens beträgt 75 mm.

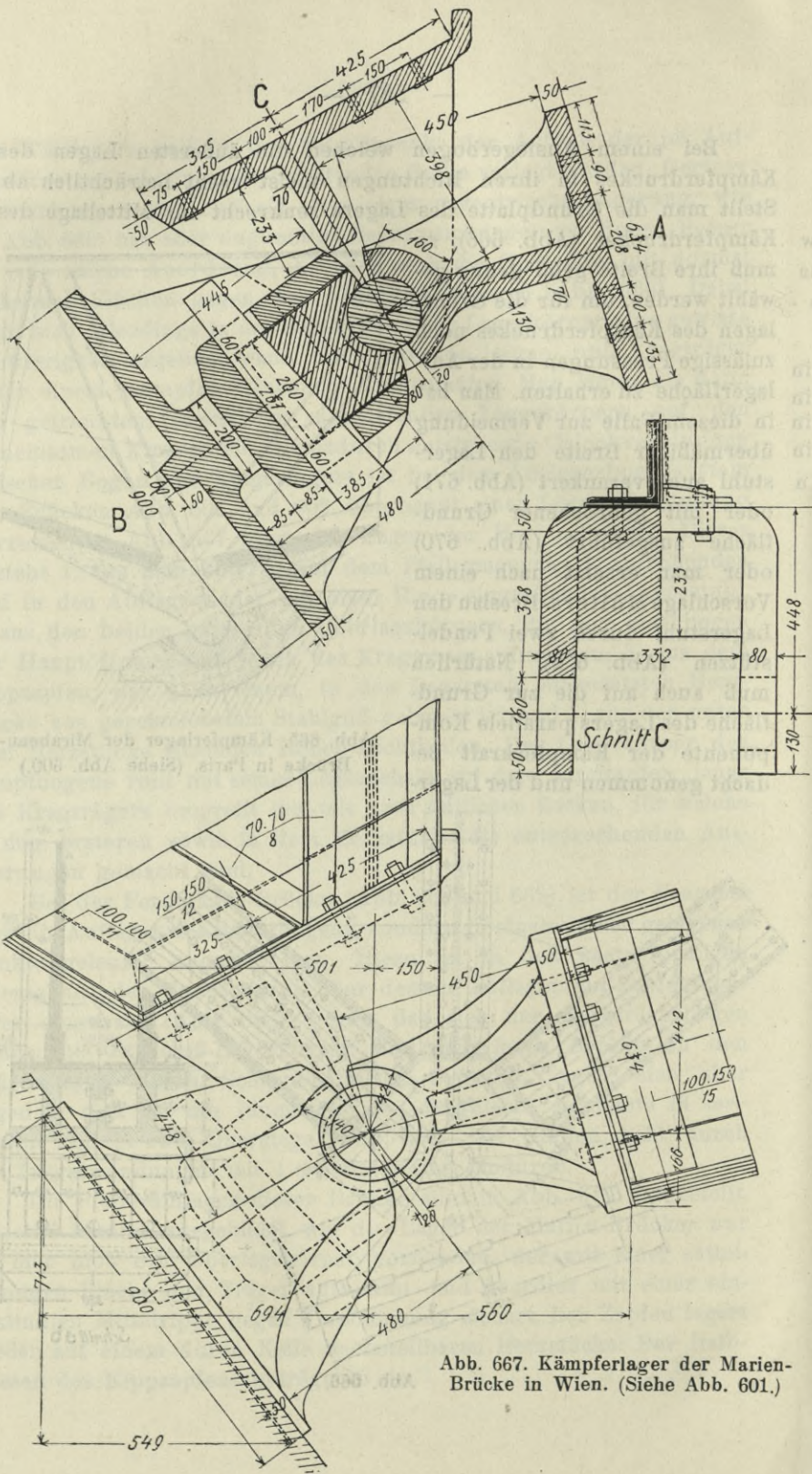


Abb. 667. Kämpferlager der Marienbrücke in Wien. (Siehe Abb. 601.)

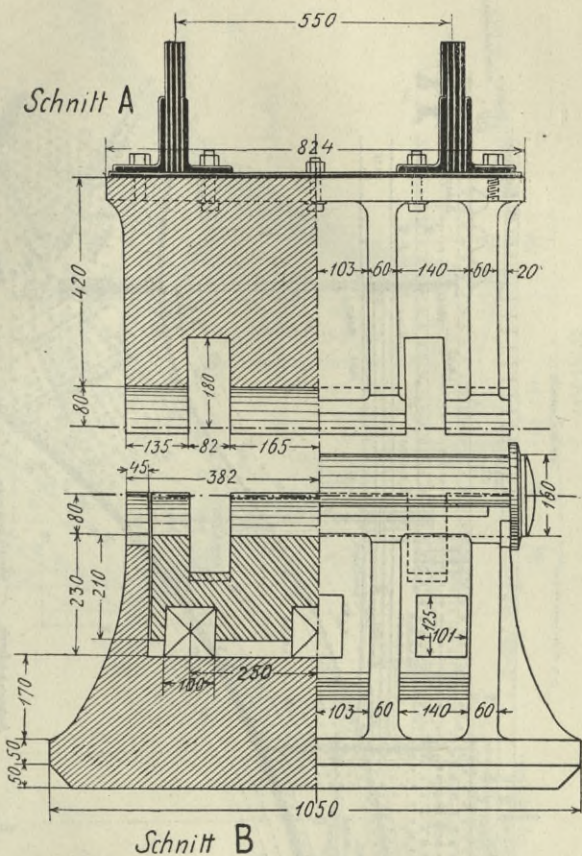
stahl durch Rippen-
eingriff oder Stein-
schrauben gegen Ver-
schiebung gesichert
werden.

Das in Abb. 612
dargestellte Lager gibt
ein Beispiel für die
Auflagerung durch-
gehender Bogen. Die
aneinander grenzen-
den Bogen sind mit-
tels getrennter, sich
zum Teil übergrei-
fende Lagerkörper
auf einen gemein-
samen Kippzapfen ge-
lagert. Es kann aber
auch jeder Bogen
seinen eigenen, auf
einem gemeinsamen
unteren Lagerkörper
liegenden Kippzapfen
erhalten.

Bei gelenklos ge-
lagerten oder einge-
spannten Fachwerks-
bogen wird jeder Gurt
für sich gelagert.

Für kleine Gurte genügen Flächenlager, größere Gurte setze man auf Kipp-
lager. Dem Auftreten von Zugkräften in
den Auflagerpunkten, besonders in jenem des oberen Gurtes, ist
durch eine Verankerung mit dem Pfeiler zu begegnen. Ein gutes Bei-
spiel hierfür bietet die Auflagerung der Bogen der Müngstener-Brücke
(Abb. 577). Jeder Gurt ist auf ein durch Keile nachstellbares Kipp-
lager gesetzt, dessen Stützfläche nach einer Kugelkalotte mit 3 m
Krümmungshalbmesser geformt ist. Überdies ist der Untergurt nach
seiner Achsenrichtung, der Obergurt in lotrechter und wagrechter
Richtung im Widerlager verankert. Abb. 673, die keiner weiteren
Erläuterung bedarf, zeigt die Auflagerung und Verankerung des
Obergurtes.

Die Verankerung an den Bogenauflagern kann bei hohen Trag-
werken, wie im vorstehenden Falle, auch notwendig werden, um das



Zu Abb. 667.

Umsturmmoment durch die wagrechten Seitenkräfte (Winddruck) aufzunehmen, wenn die Stabilität des Überbaues nicht durch entsprechend weites Auseinanderrücken oder durch Schrägstellen der Tragwände

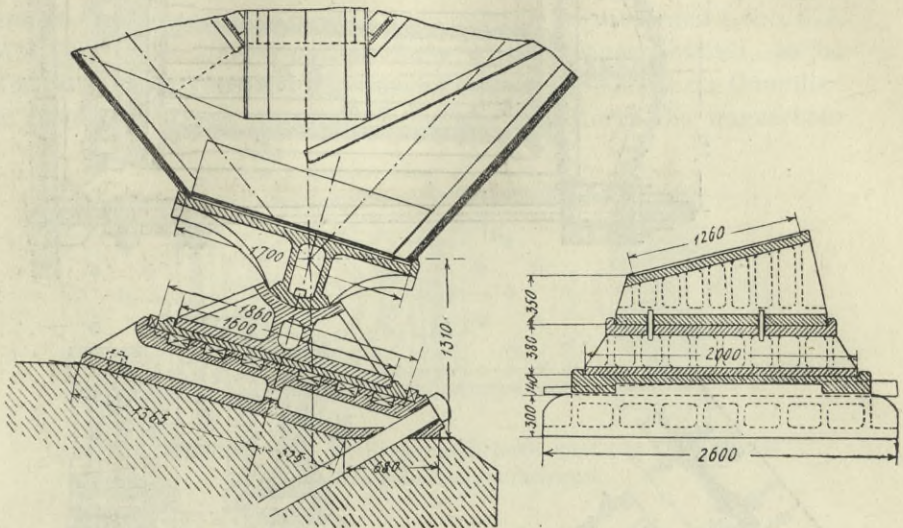


Abb. 671. Kämpferlager des Lavour-Viaduktes. (Siehe Abb. 599.)

(Abb. 584, 599) gesichert wird. Letzteres ist aber mit einem größeren Baustoffaufwand verbunden und es erscheint wirtschaftlich vorteilhafter, die Seitenkräfte des Überbaues durch eine wagrechte Abstützung in der Fahrbahnhöhe auf die danach zu bemessenden Pfeiler zu übertragen. Man vergleiche das Beispiel der Angerschluht-Brücke (Abb. 617).

Die Scheitelgelenke der Bogenträger haben vor allem die wagrechte Bogenkraft aufzunehmen, zu der bei unsymmetrischer Belastung auch noch eine, wenn auch beträchtlich kleinere lotrechte Kraftkomponente hinzutritt. Überdies muß auch die Wirkung der

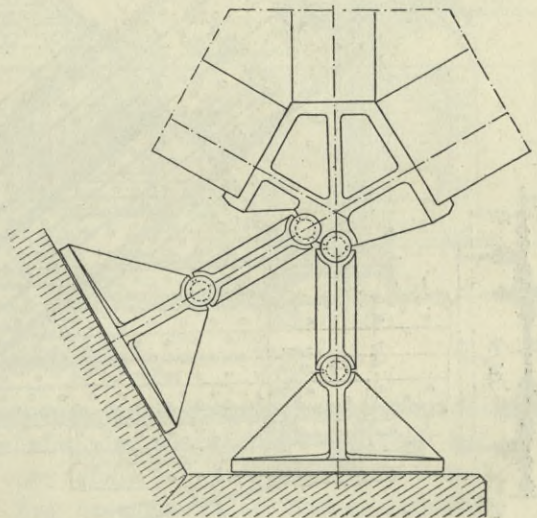


Abb. 672.

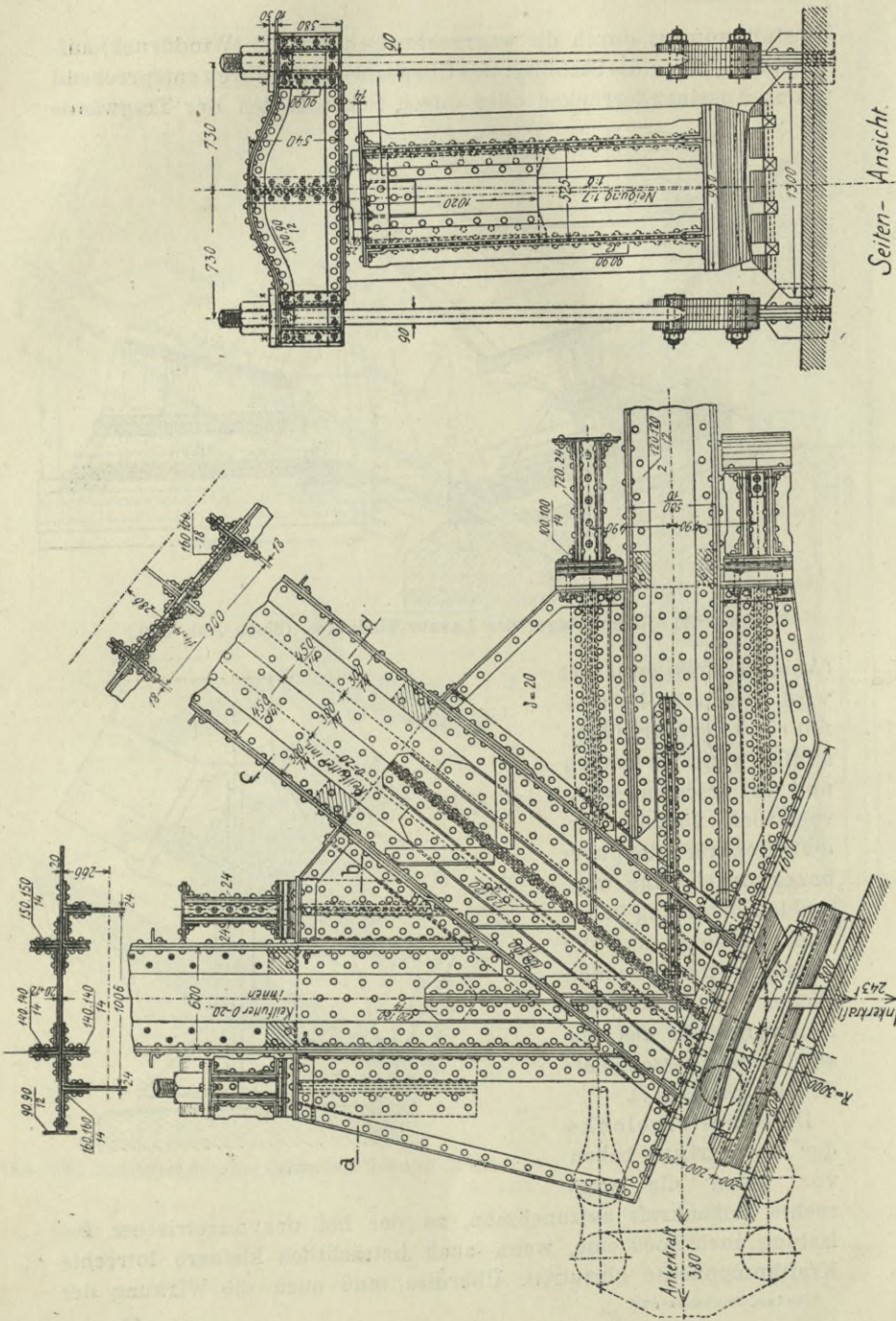


Abb. 673. Auflager und Verankerung des Obergurtes der Mäingstener-Brücke.

wagrechten Seitenkräfte (Winddruck) berücksichtigt werden. Die Scheitelgelenke werden gewöhnlich als Zapfenkipplager ausgeführt, bei denen die Lagerkörper den Zapfen in genügendem Maße umgreifen, um auch die lotrechte Scheitelkraft aufzunehmen (Abb. 674, 675). Wird ein Linienkipplager oder Wälzlager gewählt, so ist einer lotrechten Verschiebung durch Einklinkung oder durch Coupillen zu begegnen. Diese Anordnung genügt, falls durch die wagrechten

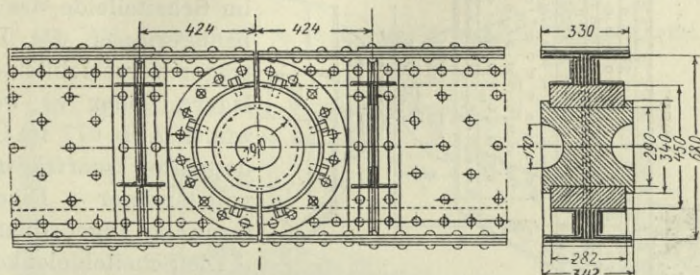


Abb. 674. Scheitelgelenk der Franzens-Brücke über den Donaukanal in Wien. Dreigelenkbogenfachwerk.

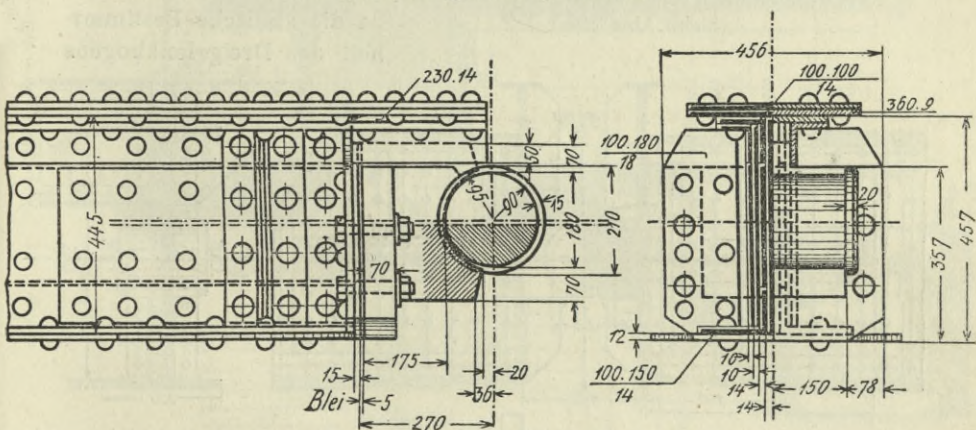


Abb. 675. Scheitelgelenk der Elbe-Brücke in Königgrätz.

Seitenkräfte oder bei Auslegerbogen durch Belastung der Seitenarme keine Umkehrung in der Richtung der wagrechten Bogenkraft hervorgerufen wird. Tritt aber eine solche ein, wird sonach das Gelenk in horizontaler Richtung auf Zug beansprucht, so muß es daraufhin ausgebildet werden. Der Anordnung eines den Kippzapfen umgreifenden Scharnieres (Abb. 676) ist ein durch den Zapfenmittelpunkt gehendes Blattgelenk vorzuziehen (Abb. 677). Dasselbe wird durch ein wagrechtes Blech gebildet, das mit den beiden Bogenhälften in genügend weitem Abstände fest verbunden ist, so daß die Drehung

im Gelenk nur einen geringen Biegungswiderstand im Bleche zu überwinden hat. An dieses Blech sind auch die Windstreben anzuschließen. Der Dreigelenkbogen erfordert im Scheitel eine durchgehende Fahrbahnunterbrechung. Zudiesem Zwecke sind entweder im Scheitelfelde des Fahrbahngerippes die Längsträger verschieblich aufzulagern, oder es werden, wie in Abb. 677 im Gelenk doppelte Querträger mit vollständiger Fahrbahntrennung angeordnet.

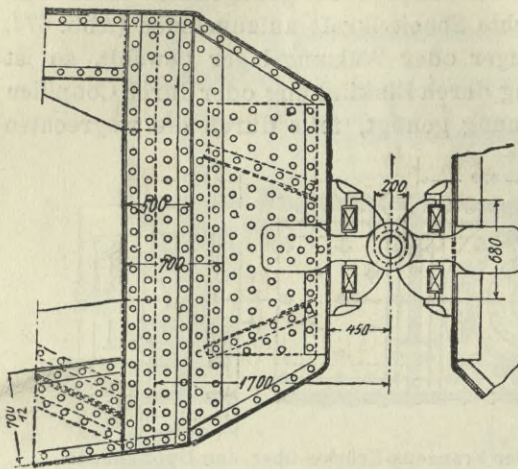


Abb. 676. Scheitelgelenk des Lavour-Viaduktes. (Siehe Abb. 599.)

Die Scheitelgelenke werden gewöhnlich nicht zum Nachstellen eingerichtet, da die statische Bestimmtheit des Dreigelenkbogens

eingerrichtet, da die statische Bestimmtheit des Dreigelenkbogens

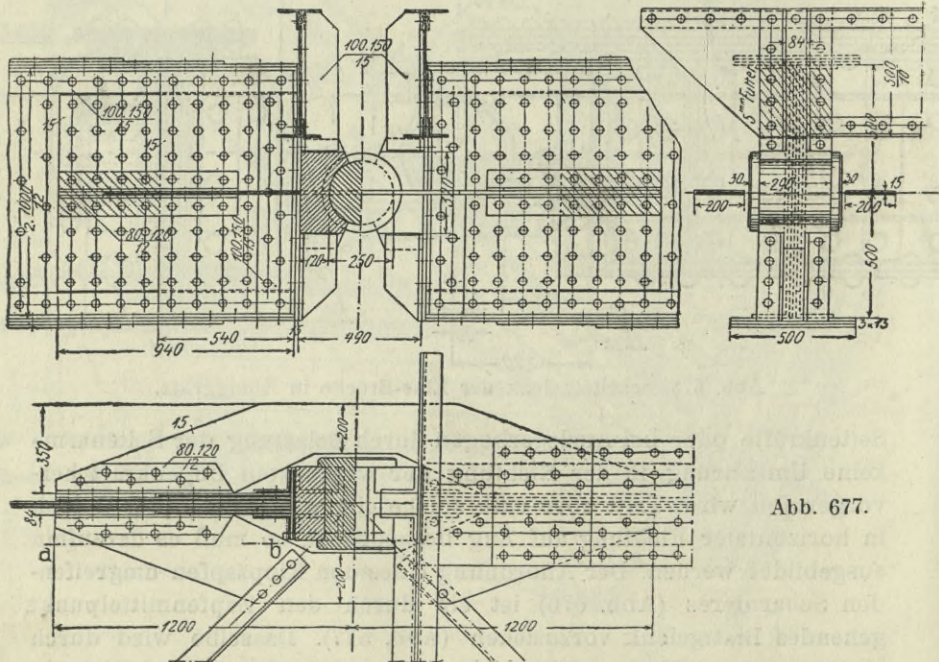


Abb. 677.

Montierungsspannungen ausschließt. Zum Ausfüllen kleiner Spielräume, die sich bei der Montage im Scheitelgelenk ergeben können

und die größere Senkungen beim Ablassen des Bogens zur Folge hätten, dienen nach Erfordernis Blecheinlagen unter den Lagerkörpern. Zuweilen hat man aber auch, ähnlich wie bei den Kämpfergelenken, Nachstellkeile verwendet (Abb. 676) oder in den geteilten Kippzapfen ein Paßstück von der erforderlichen Stärke eingelegt (Abb. 678). Dabei wäre zu beachten, daß die Krümmungsmittelpunkte der beiden Zapfenteile sich übergreifen oder zusammenfallen, nicht aber durch das Paßstück auseinandergerückt werden sollen (Abb. 679 *a* und *b*), da sonst eine Tendenz zum Kippen des Zapfens eintreten würde.

Bei den Bogen mit Zugband ist, wie schon oben besprochen wurde, der Zugbandanschluß fest, d. i. ungelenkig ausgeführt. Durch die Formänderung des Bogens infolge Belastung entstehen dabei allerdings Einspann-Momente, deren

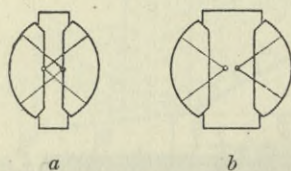


Abb. 679.

Größe von der Steifheit des Zugbandquerschnittes abhängt, die in ihrer Wirkung auf den Bogen aber in der Regel zu vernachlässigen sind. Bei den Brückensystemen der Abb. 602 und 608, bei denen das Zugband an Kragträgern angreift, und wo größere Winkelverdrehungen im Anschlußknoten auftreten können, hat man es vorgezogen, den Anschluß

gelenkig und nachstellbar auszubilden. Abb. 680 zeigt die Anordnung des Spanschlusses im Zugbandanschlusse der Aspern-Brücke; die gleiche Konstruktion hat auch bei der Ferdinands-Brücke Anwendung gefunden, wogegen bei der gleichartigen Marien-Brücke (Abb. 601) noch der feste Anschluß ausgeführt worden ist.

VIII. Kapitel. Hängebrücken.

§ 39. Die Systeme der Hängebrücken.

In der einfachsten und ursprünglichsten Form besteht das Tragwerk der Hängebrücken aus Ketten oder Seilen, die über erhöhte Stützpfiler (Pylonen) geführt, mit ihren Enden an feste Punkte (Verankerungen) angeschlossen sind und die Brückenbahn mittels lotrechter Hängestangen tragen. Nach dieser Bauart entstanden zu Ende des 18. und anfangs des 19. Jahrhunderts die ersten eisernen Kettenbrücken, die anfänglich noch Ketten aus schlingenförmigen Gliedern, später aber ausschließlich solche aus hochkantig gestellten, durch Bolzen verbundenen Flacheisen verwendeten, eine Konstruktion, die bis zum heutigen Tage in den Kettengurten der amerikanischen Fach-

werksbrücken, wie auch in den neueren Kettenbrücken (1903 Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest Abb. 686), allerdings in sehr verbesserter Werkstattausführung, erhalten geblieben ist.

Die aus der ersten Hälfte des vorigen Jahrhunderts stammenden Kettenbrücken, unter denen die Clifton-Brücke bei Bristol mit 214 m und die ältere Donau-Kettenbrücke in Budapest mit 203 m die größten Spannweiten besitzen, sowie auch die in der gleichen Epoche insbesondere in Amerika, in Frankreich und in der Schweiz gebauten Drahtseilbrücken, als deren weitest gespannte die Saane-Brücke in Freiburg mit 273 m zu nennen ist¹⁾, gehören zu den schlaffen Tragwerken mit gar keiner oder nur wenig wirksamer Versteifung. Bei wechselnder Belastung sucht die Kette oder das Seil dieser Brücken jene Form anzunehmen, welche seiner Gleichgewichtslage entspricht und die Folge davon sind mehr oder weniger starke lotrechte Schwankungen der Fahrbahn unter einer bewegten Last, die um so größer werden, je kleiner die ständige Belastung durch das Eigengewicht im Verhältnis zur Verkehrsbelastung ist. Auch weisen diese älteren Hängebrücken unter Zugrundelegung der jetzt in Betracht zu ziehenden Belastungen meist Materialbeanspruchungen auf, die erheblich höher sind, als sie bei neuzeitlichen Brücken als zulässig erachtet werden. Dieser Umstand, aber auch sonstige bauliche Mängel, ungleiche Beanspruchung in den zu einem Gliede verbundenen Kettenstäben, mangelhafte Anordnung der Auflagersättel, das durch die fortwährenden Bewegungen bewirkte Ausschleifen der Kettenbolzen, schlechte Zugänglichkeit der Verankerungen und oft auch schlechte Instandhaltung überhaupt haben den Zustand der noch bestehenden älteren Kettenbrücken sehr verschlechtert und bei vielen zu weitgehenden Verkehrseinschränkungen, zu Verstärkungen oder zu gänzlichem Umbau genötigt.

Die lotrechten Bewegungen des Scheitels einer ganz unversteiften Kettenbrücke lassen sich aus nachstehenden Formeln berechnen²⁾.

Es bezeichnet darin

g die ständige Belastung (Eigengewicht) pro Meter Brückenlänge,

p die Verkehrslast

$G = gl$ die Eigenlast der ganzen Brückenöffnung,

P die in der Mitte einer Öffnung aufgebrauchte Verkehrslast,

$x = \xi \cdot l$ die von ihr bedeckte Brückenlänge,

¹⁾ Die geschichtliche Entwicklung des Baues der Hängebrücken, wie überhaupt des ganzen Eisenbrückenbaues wird sehr eingehend und vollständig behandelt in: G. C. Mehrstens Eisenbrückenbau. 1. Band. Leipzig 1908. W. Engelmann.

²⁾ Siehe „Theorie der Bogenbrücken“, S. 13.

l die Stützweite,
 f die Pfeilhöhe der Kette.

Die Senkung des Kettenscheitels infolge der Belastung mit P beträgt:

$$\Delta f = \left\{ \frac{P(2 - \xi) + G}{\sqrt{G^2 + (3 - 2\xi)P^2 + (3 - \xi^2)GP}} - 1 \right\} f.$$

Hienach nimmt diese Senkung mit dem Verhältnis von $P:G$ zu und mit der Belastungslänge $x = \xi l$ ab.

Die größte Hebung des Kettenscheitels bei einseitiger Belastung mit p pro Meter wird

$$-\Delta f_1 = \left(\frac{2\varepsilon}{1 + 2\varepsilon} \right)^2 f,$$

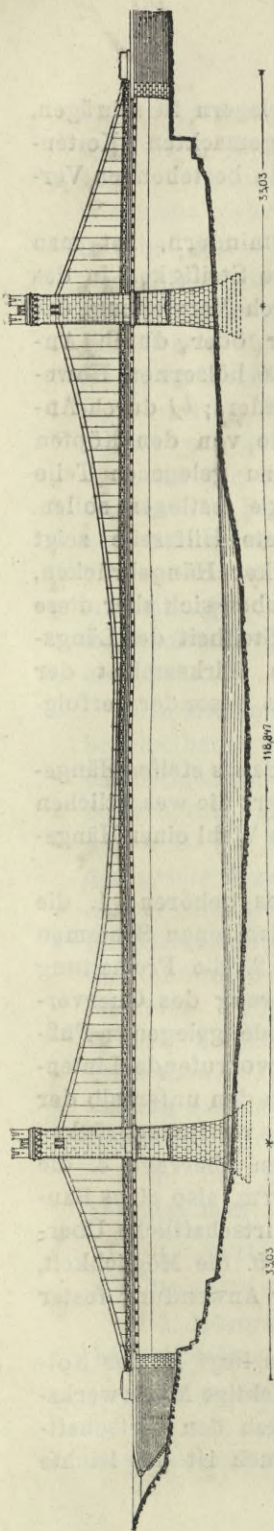
worin $\varepsilon = \frac{1}{2} + \frac{g}{p} - \sqrt{\frac{g}{p} + \frac{g^2}{p^2}}$.

Dabei ist vorausgesetzt, daß keine Verschiebung der Kettensättel und keine Längenänderung der Kette eintritt. Wird durch Verschiebung der Kettensättel, deren Stützweite um Δl vermindert, so senkt sich der Kettenscheitel bei dem Pfeilverhältnis $n = f:l$ um

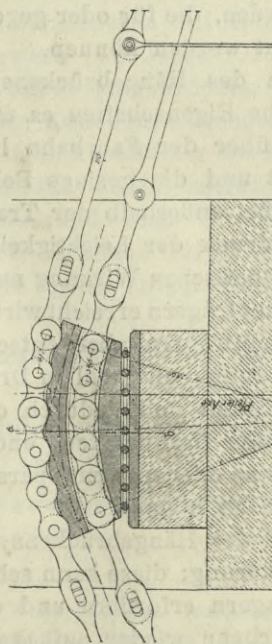
$$\Delta f_2 = \frac{15 - 8(5n^2 - 36n^4)}{16(5n - 24n^3)} \cdot \Delta l.$$

In Wirklichkeit werden die Scheitelbewegungen infolge der durch die Bolzenreibung bewirkten Kettensteifigkeit und auch wegen der Aussteifung, die bis zu einem gewissen Grade die Fahrbahn bietet, etwas kleiner als die oben berechneten.

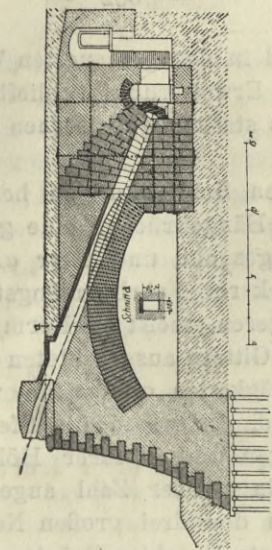
Die Abb. 681 *a—d* zeigen an dem Beispiele der 1855 erbauten Elbe-Brücke in Tetschen die typische Bauart der alten Kettenbrücken. Das Tragwerk dieser Brücke besteht aus vier Ketten, von denen je zwei übereinander beiderseits der Fahrbahn angeordnet sind. Sie überspannen eine Mittelöffnung von 118·8 m und zwei Seitenöffnungen von je 33·0 m Stützweite, mit einer Pfeilhöhe in der Mittelöffnung von 8·52 m. Jedes Kettenglied besteht abwechselnd aus 10 und 11, in Augen endigenden Flachstäben von 11 cm Breite und 17, beziehungsweise 15 mm Stärke. Die Querträger hängen abwechselnd an der oberen und unteren Kette mittels je vier Rundeisenstangen, die mit ihren Augen auf die Kettenbolzen aufgeschoben und durch warm aufgezogene Ringe festgehalten sind. Durch Schrauben-Spannschlösser in den Hängestangen kann die Höhenlage der Querträger berichtigt werden. Letztere sind mit Rundeisen armierte doppelte Holzbalken, die auf 9 Längsbalken den Streuholzbelag der Fahrbahn tragen. Nach dem Brande im Juli 1915, welche die Fahrbahn der Mittelöffnung total vernichtete, gelangten bei ihrer Wiederherstellung eiserne Querträger nach Abb. 681 *d* zur Verwendung. Über den Pylonen sind die Ketten unter Einschaltung kurzer Glieder auf Rollensättel ge-



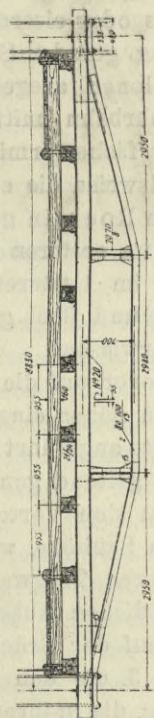
a) Ansicht.



b) Ketten-Auflager.



c) Verankerung.



d) Querträger nach der Rekonstruktion.

Abb. 681. Kaiserin Elisabeth-Kettenbrücke über die Elbe in Tetschen.

lagert (Abb. 681*b*) und in den gemauerten Widerlagern in schrägen, durch nachträgliche Erweiterung schließbar gemachten Ketten-schläuchen zu der aus starken gußeisernen Bügeln bestehenden Verankerung geführt.

Um die vertikalen Schwankungen herabzumindern, hat man schon bei den älteren Hängebrücken eine gewisse Steifigkeit in das Tragwerk zu bringen gesucht, und zwar *a*) durch Versteifung der Fahrbahn mittels stärkerer Fahrbahnlängsträger oder durch Anbringung eines kräftigeren, meist in Form eines hölzernen Howe-Trägers oder eisernen Gitters ausgebildeten Geländers; *b*) durch Anordnung gerader Schrägketten oder Seile, welche von den Köpfen der Pylonen ausgehend, die gegen die Pfeiler zu gelegenen Teile der Fahrbahn mittragen und in ihrer Höhenlage festlegen sollen. Solche fächerförmig in großer Zahl angeordnete Hilfsseile zeigt beispielsweise die erste der drei großen Neuyorker Hängebrücken, die von Roeblin gebaute Brooklyn-Brücke. Es haben sich aber diese Mittel, im ersteren Falle wegen der zu geringen Steifheit der Längsträger, im letzteren Falle wegen der geringen Wirksamkeit der langen und flach geneigten Schrägketten nicht als besonders erfolgreich erwiesen.

Bevor auf die neuzeitliche Entwicklung des Baues steifer Hängebrücken näher eingegangen wird, mögen noch kurz die wesentlichen Momente angeführt werden, die für oder gegen die Wahl einer Hängebrücke geltend gemacht werden können.

Zu den Vorteilen des Hängebrückensystems gehören: 1. die geringe Bauhöhe, welche Eigenschaften es mit allen jenen Systemen teilt, deren Tragwerk über der Fahrbahn liegt; 2. die Freihaltung der seitlichen Aussicht und die geringe Behinderung des Querverkehrs auf der Brücke bei außerhalb der Tragwände gelegenen Fußwegen; 3. die den Eindruck der Leichtigkeit hervorrufende Linienführung, die in ihrer ästhetischen Wirkung nur von den unterhalb der Fahrbahn gelegenen Bogenträgern erreicht wird, jene von Bogenbrücken mit hochgelegenen Hauptträgern aber entschieden überragt; 4. die Möglichkeit der Anwendung von Stahl in Drahtform, also eines Baustoffes von hoher Festigkeit und dadurch die wirtschaftliche Überlegenheit bei sehr großen Spannweiten; endlich 5. die Möglichkeit, die Aufstellung ganz ohne oder nur mit sparsamer Anwendung fester Gerüste bewerkstelligen zu können.

Der Hauptnachteil des Hängebrückensystems liegt in der Notwendigkeit einer Verankerung; diese kann sehr mächtige Mauerwerksmassen in den Widerlagern erfordern und dadurch den wirtschaftlichen Gewinn im Überbaue wieder aufheben. Auch ist die leichte

Zugänglichmachung aller Teile der Verankerung, von deren gutem Zustande der Bestand der Brücke in erster Linie abhängt, mit Schwierigkeiten verbunden. Von diesem Einwande sind nur jene, aber gewöhnlich nicht mehr als eigentliche Hängebrücken bezeichneten Systeme frei, bei denen der Zug der Ketten in dem Tragwerk selbst Aufnahme findet. Was die Frage der Steifigkeit betrifft, so lassen sich auch Hängebrücken ebenso steif wie andere Tragwerke ausbilden, so daß aus diesem Grunde ihrer Anwendung auch auf Eisenbahnbrücken nichts im Wege stünde. Wirtschaftlich anderen Brückensystemen überlegen werden Hängebrücken erst bei großen Spannweiten. Bis zur Grenze von 300 m und auch noch darüber hinaus, vermag meist noch ein Auslegerträger mit einem Hängeträger erfolgreich zu konkurrieren¹⁾. Für Brücken mit einer Öffnung und mit leichtem Verkehr können aber Kabelbrücken auch schon bei mäßigen Spannweiten Vorteile bieten, besonders wenn man die wesentlich erleichterte Aufstellung in Betracht zieht, die sonst bei einer anderen Tragkonstruktion oft mit Schwierigkeiten und großen Kosten verbunden sein kann.

In der in den letzten Jahren spielenden Frage des Kölner Rheinbrückenbaues waren es vor allen anderen ästhetische Gründe, welche das Hängebrückensystem in den Vordergrund stellten. Der erste Wettbewerb vom Jahre 1911 lieferte unter 29 Entwürfen 20 Hängebrücken, davon 12 mit Kabel, die anderen mit Ketten oder genieteten Gurten; der zweite engere Bewerb vom Jahre 1913 brachte 30 Entwürfe, von denen sich 15 auf Kabel-Hängebrücken und 4 auf Hängebrücken mit Gelenkketten oder Kettengurt bezogen. Diese Entwürfe sind für die Kenntnis der heutigen Ausbildung des Hängebrückenbaues äußerst lehrreich und wird auf deren ausführliche Besprechung durch Hofrat S. Mehrstens und Ing. F. Bleich in der Zeitschrift „Eisenbau 1911, 1912, 1913 und 1914“ verwiesen. Dieser Veröffentlichung sind auch die später mitgeteilten Entwurfs-Einzelheiten entnommen.

In der Systemanordnung der steifen Hängebrücken unterscheidet man:

1. Ketten- oder Kabelbrücken mit besonderen Versteifungsträgern (Abb. 682).

2. Hängebrücken mit in sich steifen Trägern, Fachwerkhängebrücken (Abb. 683).

¹⁾ R. Sonntag, Wirtschaftliche Gesichtspunkte und Vorschläge für den Bau versteifter Hängebrücken. „Eisenbau“ 1911, S. 187.

3. Hängebrücken mit geraden Schrägketten (Abb. 684).

Das Tragwerk der Hängebrücken überspannt entweder bloß eine Öffnung, oder es reicht durchgehend über mehrere Öffnungen, dann in der Regel über eine große Mittelöffnung und zwei kleinere Seitenöffnungen.

Man kann ferner unterscheiden:

a) Hängebrücken, bei denen der wagrechte Zug von der Verankerung in den Widerlagern aufgenommen wird, und

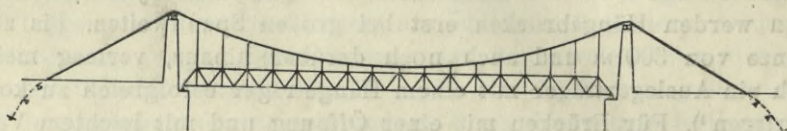


Abb. 682.

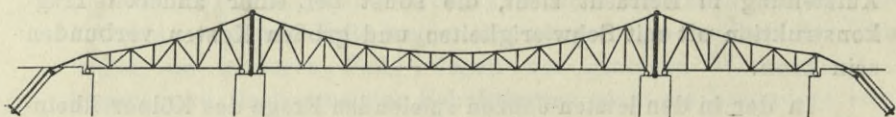


Abb. 683.

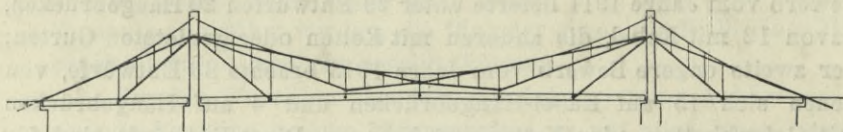


Abb. 684.

b) Hängebrücken mit in der Tragkonstruktion selbst aufgehobenem Horizontalschube. Letztere beanspruchen ihre Stützen und Widerlager so wie Balkenträger nur in lotrechter Richtung. Man kann sie analog den Bogenbalken- auch als Hängebalkenbrücken bezeichnen.

§ 40. Hängebrücken mit Versteifungsträgern.

Das Tragwerk dieser Brücken besteht aus einem schlaffen, hängenden Bogen, nämlich aus den nach der Seillinie ausgehängten Tragketten, Drahtseilen oder Kabeln, die auf den Pylonen verschieblich gelagert oder von Pendelstützen getragen und als Rückhalt- oder Spannketten zu der Verankerung geführt sind. Sie sind durch Hängestangen oder Hängeglieder mit dem geraden

Versteifungsträger verbunden, an den die Querträger der Fahrbahn angeschlossen sind.

Die Hängebrücken dieser Art überspannen entweder bloß eine Öffnung oder sie gehen über mehrere, aber selten mehr als drei Öffnungen durch. Im ersten Falle ist der Versteifungsträger über den Pfeilern einerseits auf ein festes, anderseits auf ein bewegliches Lager gesetzt (Abb. 682). Seitliche Landöffnungen, die mit unabhängigen Tragwerken überspannt sind und über welche die geraden Spannketten zur Verankerung hinweggehen, bringen natürlich in das System keinen Unterschied. Sind aber die Träger dieser Seitenöffnungen ebenfalls an die Kette angehängt, so entsteht ein durchgehendes Tragwerk, bei dem die Versteifungsträger entweder wieder als Einzelträger an den Mittelpfeilern getrennt (Abb. 685) oder durchgehend sein können. Bei der Elisabeth-Brücke in Budapest (Abb. 686) ist der Versteifungsträger zwar durchgehend, in den Seitenöffnungen aber nicht an die Kette angeschlossen. Der durchgehende Träger erfordert ein festes, im übrigen aber bewegliche Auflager.

Das Tragwerk nach Abb. 682 oder 685 ist einfach statisch unbestimmt. Ist der Versteifungsträger durchgehend, wie in Abb. 686 und 688, so kommt hiezu noch die zweifache statische Unbestimmtheit des kontinuierlichen Balkens. Man kann letztere durch Einschaltung von Gelenken im Versteifungsträger und dessen Umwandlung in einen kontinuierlichen Gelenkträger, wie dies im Falle der Williamsburg-Brücke (Abb. 687) geschehen ist, eliminieren. Gibt man dem eine Öffnung überspannenden Versteifungsträger ein Mittelgelenk (Abb. 689,) so wird die Systemanordnung äußerlich statisch bestimmt.

Bei dem zur Ausführung bestimmten Entwürfe der Kölner Rhein-Straßenbrücke (Abb. 688) ist die Kette an die Enden des Versteifungsträgers angeschlossen, so daß der Kettenzug im Tragwerk selbst aufgenommen wird. Es entsteht dadurch eine Hängebrücke mit aufgehobenem Horizontalzuge, deren Tragwerkssystem infolge des durchgehenden Versteifungsträgers dreifach statisch unbestimmt ist. Für die Aufstellung sind aber vorübergehend drei Gelenke im Mittelfeld des Versteifungsträgers, und zwar zwei neben den Stützen und eines in der Feldmitte vorgesehen, so daß für die Eigengewichtslasten das Trägersystem statisch bestimmt ist und die dreifache statische Unbestimmtheit erst nach Beseitigung der Gelenke in der fertigen Brücke zur Wirkung kommt.

Der Versteifungsträger hat die Aufgabe, die Formänderungen der schlaffen Kette, die unter wechselnder Belastung auftreten, auf das Maß der elastischen Durchbiegung dieses Trägers zu beschränken.

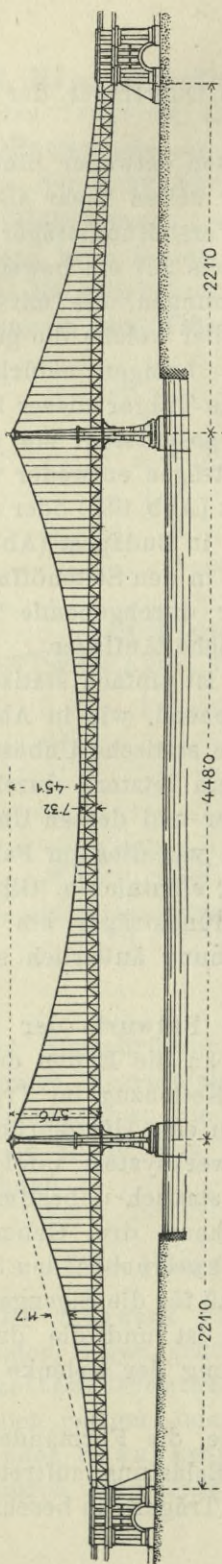


Abb. 685. Dritte Brücke über den East-River (Manhattan-Brücke) in Neuyork. 1 : 5000.

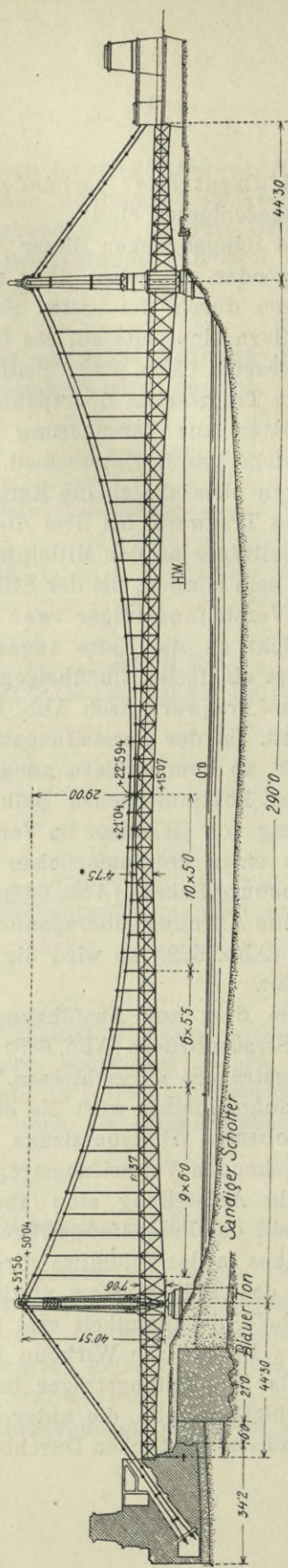


Abb. 686. Kaiserin Elisabeth-Brücke über die Donau in Budapest. 1 : 2000.

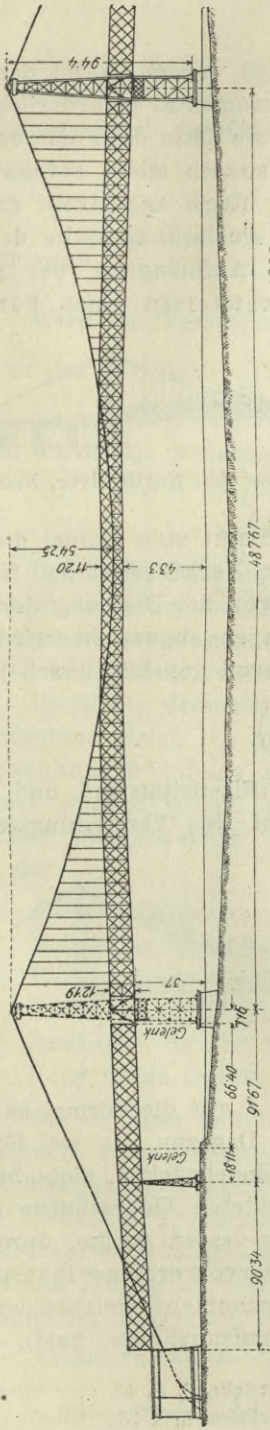


Abb. 687. Zweite Brücke über den East-River (Williamsburg-Brücke) in Neuyork. 1 : 4000.

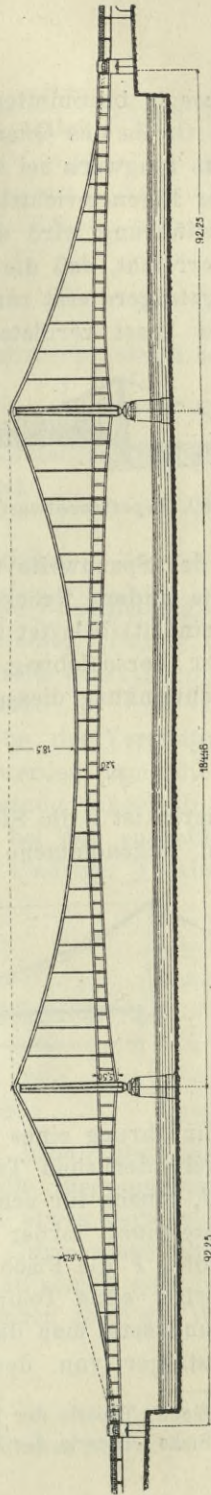


Abb. 688. Neue Straßenbrücke über den Rhein in Köln. 1 : 2000.

Soll diese in bestimmten Grenzen gehalten werden, so ist dazu eine gewisse Größe des Querschnittsträgheitsmomentes erforderlich.

Das Tragwerk sei so gestaltet, daß die Kette die Form der Seillinie der Eigengewichtslasten hat, diese sonach allein aufnimmt. In der Ausführung wird dies auch in der Regel angestrebt und dadurch erreicht, daß die Anschlüsse der Ausfachungsstäbe des Versteifungsträgers erst zum Schlusse nach Aufbringung der ganzen ständigen Last vernietet werden. Betrachtet man einen Punkt im

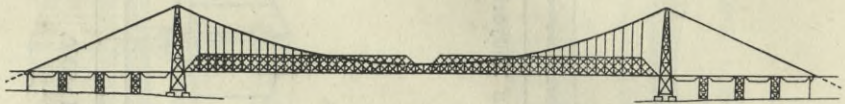


Abb. 689. Expertenentwurf für eine Brücke über den North-River, Neuyork.

Viertel der Spannweite (Abb. 690) und nimmt man einmal die eine, dann die andere Brückenhälfte mit der Verkehrslast (p für die Längeneinheit) belastet an, so ist, wenn von der Dehnung der Kette und der Verschiebung der Kettenaufleger abgesehen wird, die Höhenschwankung dieses Punktes annähernd gegeben durch¹⁾

$$\eta = \frac{5}{384} \frac{p}{EJ} \left(\frac{l}{2}\right)^4$$

Hierin ist l die Stützweite, E das Elastizitätsmaß und J das konstant angenommene Trägheitsmoment des Versteifungsträgers.

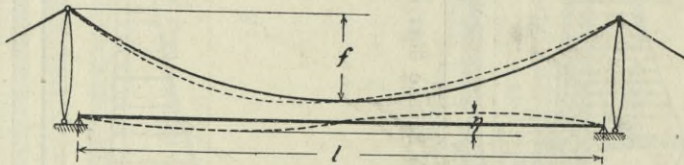


Abb. 690.

Unter Einführung eines Mittelwertes von J gilt die Formel auch für einen veränderlichen Trägerquerschnitt. Dagegen ist sie für ein kleines J , sonach für schwach versteifte Hängebrücken, nicht brauchbar. Bezeichnet ferner in dem betrachteten Querschnitte h die Trägerhöhe, F die Fläche eines Gurtes, σ dessen größte, durch die Verkehrslast ohne Temperaturwirkung hervorgerufene Inanspruchnahme und setzt man das größte Bieugungsmoment, welches der Versteifungsträger von der Verkehrslast aufzunehmen hat²⁾, rund

¹⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 48.

²⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 37.

$M = \frac{1}{60} p l^2 = F h \sigma$, demnach $J = \frac{F h^2}{2} = \frac{p l^2 h}{120 \sigma}$, so kann für die obige Gleichung auch geschrieben werden

$$\eta = \frac{50}{512} \frac{\sigma l^2}{E h}$$

oder rund $\frac{\eta}{l} = \frac{1}{10} \frac{\sigma l}{E h} \dots \dots \dots 144)$

Wird der Versteifungsträger nicht allzusehr überdimensioniert, so ist das Verhältnis $\frac{\sigma}{E}$ mit etwa $\frac{1}{4000}$ bis $\frac{1}{5000}$ anzusetzen, und es sind die vertikalen Bewegungen einer versteiften Hängebrücke sonach durch die Näherungsformel bestimmt

$$\frac{\eta}{l} = \frac{1}{40000} \frac{l}{h} \text{ bis } \frac{1}{50000} \frac{l}{h} \dots \dots \dots 145)$$

Durch die Dehnung der Kette oder die Verschiebung der Kettenauflager bei Hängebrücken mit mehr als einer Öffnung werden die vertikalen Bewegungen vergrößert; anderseits wirkt ihnen die Steifigkeit der Kette und der Fahrbahn entgegen.

Es müßte dementsprechend die Höhe des Versteifungsträgers mindestens gleich $\frac{1}{40}$ bis $\frac{1}{50} l$ gemacht werden, wenn die vertikalen Schwankungen infolge der Verkehrsbelastung innerhalb $\frac{1}{1000} l$ begrenzt werden sollen. Wir finden aber bei den ausgeführten versteiften Hängebrücken die Träger auch niedriger gehalten. So ist bei der

- Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 705) $h = \frac{1}{35} l$
- Brücke in Langenargen $h = \frac{1}{42} l$
- Williamsburg-Brücke in Neuyork (Abb. 687) $h = \frac{1}{43.5} l$
- Elisabeth-Brücke in Budapest (Abb. 686) $h = \frac{1}{61} l$
- Manhattan-Brücke in Neuyork (Abb. 685) $h = \frac{1}{61.2} l$
- Neue Rhein-Brücke in Köln (Abb. 689) $h = \frac{1}{57.7} l$

Die Brücken in Budapest und Köln haben aber einen durchgehenden Versteifungsträger, bei dem die Biegemomente und Durchbiegungen gegenüber Einzelträgern etwas geringer sind. Mit der niedrigen Trägerhöhe ist, falls die Gurte nicht überstark gemacht werden, eine größere Biegsamkeit und sonach geringere Steifigkeit des Tragwerks verbunden; dafür werden aber die Wärmespannungen im Träger vermindert.

Annähernd rechnen sich diese wie folgt¹⁾:

¹⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 43.

Es ist der Horizontalzug in der Kette bei einer Temperaturänderung um t° und dem Ausdehnungskoeffizienten ω , wenn L die Länge der Kette zwischen den Verankerungen, f ihre Pfeilhöhe in der Mittelöffnung ist,

$$H_t = \frac{15}{8} E \omega t \frac{J L}{f^2 l}$$

das Moment für die Mitte des Versteifungsträgers mit der Gurtfläche F und Höhe h

$$M_t = \frac{15}{8} E \omega t \frac{J L}{f l} = F h \sigma_t,$$

woraus mit $J = \frac{1}{2} F h^2$ sich die Gurtspannung rechnet mit

$$\sigma_t = \frac{15}{16} E \omega t \frac{L h}{l f}$$

oder für $t = 30^{\circ}$

$$\sigma_t = 700 \frac{L h}{l f} \text{ kg/cm}^2 \dots \dots \dots 146)$$

Hienach würde beispielsweise bei der Breslauer Brücke mit $L:l = 1.6$ und $h:f = 0.233 \dots \sigma_t = 260 \text{ kg}$, bei der Manhattan-Brücke mit $L:l = 2.0$ und $h:f = 0.162 \dots \sigma_t = 230 \text{ kg/cm}^2$. Wäre bei letzterer zur Erzielung größerer Steifigkeit die Trägerhöhe größer, z. B. mit $\frac{1}{35} l$ gewählt worden, so hätte sich die Wärmezusatzspannung im Gurte bereits auf 400 kg erhöht.

Faßt man die Größe des Baustoffaufwandes im Versteifungsträger ins Auge, so läßt sich sagen, daß nur bis zu einer gewissen Grenze mit der Vergrößerung der Trägerhöhe eine Verminderung des Gurtvolumens verknüpft ist, über diese hinaus aber wegen der Temperaturwirkung eine Vergrößerung der Höhe auch eine rasch wachsende Zunahme in den Gurtungsflächen zur Folge hat. Die für den Baustoffaufwand günstigste Höhe des über eine Öffnung reichenden Versteifungsträgers wird annähernd erhalten aus¹⁾:

$$h = 0.8 \frac{(p + g) s}{p s_0 + (p + g) E \omega t} \cdot \frac{l}{L f} \dots \dots \dots 147)$$

und es wird bei dieser Höhe die mittlere Fläche eines Gurtes des Versteifungsträgers

$$F = \frac{1}{45} \frac{p l^2}{h s} \dots \dots \dots 148)$$

Hierin bezeichnet außer den bereits oben angegebenen Größen g die gleichmäßig verteilt angenommene ständige Belastung für die Längeneinheit, die unmittelbar und allein von der Kette getragen wird,

p die Verkehrslast für die Längeneinheit,

¹⁾ Melan, „Konstruktion der Hängebrücken“ in Handb. d. Ingenieurwissenschaften. II. Bd., 5. Abt., S. 261.

den Versteifungsträger im allgemeinen etwas zu groß erhalten. Da sonach der Fehler der Sicherheit zugute kommt, wird man doch nur selten auf die wesentlich umständlichere genauere Berechnung¹⁾ einzugehen haben. Bei der zuletzt erbauten großen Hängebrücke in Neuyork, der Manhattan-Brücke, ist aber diese genaue Berechnung in Anwendung gebracht worden²⁾.

Auch bei Anordnung eines Mittelgelenkes in dem nicht durchgehenden Versteifungsträger (Abb. 688) ist die Berechnung als statisch bestimmtes Tragwerk nur eine angenäherte, da auf die Senkung der Kette dabei nicht Rücksicht genommen wird. Es treten in diesem System aber selbst für den Fall sehr hoher Steifigkeit des Trägers durch die Formänderungen Zusatzspannungen auf, die in der Regel nicht mehr ganz außer Betracht bleiben dürfen. Die genauere Theorie³⁾ gibt darüber Aufschluß. Wird der Träger als vollkommen biegesteif angenommen, so wird bei parabolischer Grundform der Kette, wenn Δf die Änderung in der Höhenlage des Kettenscheitels ist, das Zusatzmoment im Viertel der Spannweite

$$\Delta M = \frac{1}{4} H \cdot \Delta f$$

und es entfällt auf die mittelste Hängestange im Gelenk eine Zusatzkraft

$$\Delta S = 4 \frac{\Delta f}{l} H.$$

Die Senkung Δf kann bei einer Verlängerung der Kette um ΔL mit genügender Annäherung durch

$$\Delta f = \left(\frac{l}{2f} + \frac{f}{l} \right) \frac{\Delta L}{2}$$

ausgedrückt werden. ΔL ist durch die elastische Dehnung und durch die Wärmewirkung bestimmt.

Gegen die Anordnung eines Mittelgelenkes im Versteifungsbalken verhalten sich viele Konstrukteure (wie Lindenthal u. a.) ablehnend. Der bei einer Durchbiegung im Gelenk eintretende Knick verursacht bei einer Kabelbrücke ungünstige Zusatzspannungen im Kabel. Die lotrechten Querkräfte im Gelenke ändern beim Übergang der Lasten über die Gelenkstelle plötzlich ihre Richtung und es rufen auch die Winddruckkräfte, welche durch die Gelenke hindurchgeführt werden müssen, bei großen Spannweiten darin große

¹⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 50.

²⁾ „Eisenbau“ 1911, S. 208.

³⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 56.

Kräfte hervor. Wir finden demnach auch das Hängebrückensystem mit Mittelgelenk im Versteifungsbalken nur durch Entwürfe, aber durch keine größeren Ausführungen vertreten.

Der Hängebogen ist entweder eine aus Flacheisen, Blechen etc. hergestellte Kette oder ein aus Drähten gebildetes Seil oder Kabel.

Bei den Ketten kann man drei Ausführungsarten unterscheiden: 1. die aus hochkantig gestellten Flachstäben gebildete Bolzengelenkkette, 2. die Bandkette aus wagrecht übereinander liegenden, durch Nietung verbundenen Flacheisen und 3. den genieteten Kettengurt mit einem nach Art der Gurte der Balkenträger gestalteten Querschnitte.

Die Glieder der Bolzengelenkketten sind Augenstäbe, deren Augen bei den alten schweißeisernen Kettenbrücken durch Schmieden in Gesenken und Anschweißen hergestellt wurden; für Flußeisen erscheint aber das amerikanische Stauchungsverfahren zur Bildung der Augenstäbe, welches das Anschweißen vermeidet, allein als zulässig, doch kommt es bei uns nicht in Anwendung und es ist unsere Bauweise darauf nicht eingerichtet. Bei der Elisabeth-Brücke in Budapest (Abb. 686) wurden deshalb die Augenstäbe der Ketten aus Breitereisen von der vollen Kopfbreite herausgefräst. In den bis zu 15 m langen Gliedern dieser Ketten liegen abwechselnd 19 und 20 Stäbe von 15 bis 25 mm Stärke, 400 bis 880 mm Breite mit einer Kopfbreite von 730 bis 1270 mm. Der Baustoff ist Martinstahl mit 5000 bis 5500 kg/cm² Zerreißfestigkeit und mindestens 20% Bruchdehnung. Die Bearbeitung begann in der Weise, daß zunächst in den sorgfältig gerade gerichteten Breitereisen die Bolzenlöcher mit kleinerem Durchmesser vorgebohrt und gleichzeitig die inneren Kehlungen an den Köpfen hergestellt wurden. Sodann wurde der übrige Teil des Kopfes mittels Fräsmaschinen herausgearbeitet und schließlich der Stab zwischen den Köpfen auf die richtige Breite abgehobelt. Der dabei entstehende Abfall betrug bis zu 40%. Sämtliche auf diese Art bearbeiteten Stäbe eines Kettengliedes wurden dann zusammengelegt auf den genauen Bolzendurchmesser (300 bis 500 mm) gemeinsam nachgebohrt.

Ganz nach dem Muster dieser Brücke wird jetzt auch die ältere 1845 erbaute Kettenbrücke in Budapest umgebaut. Sie erhält unter Beibehalt der Pfeiler und der Hauptmaße des Brückenüberbaues (Kettenstützweite in der Mittelöffnung 203 m, Fahrbahnbreite 6·5 m) Doppelketten, und es sind die 3·63 m weit abstehenden Querträger abwechselnd an die obere und untere Kette angehängt. Zur Versteifung dienen doppelwandige Fachwerksträger von 3·08 m Höhe ($\frac{1}{61}$ l). Der Baustoff der Ketten und auch der Versteifungsträger

ist Siemens-Martin Stahl von 5100 bis 5500 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit und 20% Dehnung. Die Kettenstbe, von denen abwechselnd 12 und 13 in einem Gliede liegen, haben 355 bis 370 mm Breite und 29 mm Dicke und die in Abb. 691 dargestellte Augenform; sie wurden aus Breitenisen herausgearbeitet.

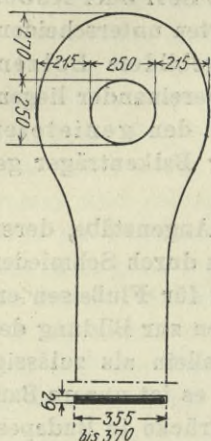


Abb. 691.

Bei den im Auge nicht verdickten Augenstäben soll man den Bolzendurchmesser D mit nicht weniger als zwei Drittel der Stabbreite b annehmen. Auf Grund von Versuchsergebnissen mit Augenstben¹⁾ machen amerikanische Konstrukteure (Lindenthal) jetzt sogar $D = b$. Natürlich nehmen mit der Größe des Augdurchmessers auch die Herstellungskosten einer solchen Kette erheblich zu.

Die für uns umständliche und teure Herstellungsart der Augenstäbe wird durch die von der Nürnberger Maschinenfabrik bei ihrem Entwurfe für die Wormser Straßenbrücke und bei der jetzt in Ausführung stehenden Kölner Rheinbrücke in Anwendung gebrachte Kettenkonstruktion vermieden, bei der die Verstärkung im Bolzenauge durch versenkt aufgenietete Beibleche bewirkt wird (Abb. 692). Die Verstärkung ist so zu bemessen, daß der Nutzquerschnitt F_1 durch die Mitte des Bolzenloches das μ fache des nutzbaren Stabquerschnittes F ist. Letzterer ist unter Abzug der Nietschwchung zu berechnen. Für μ setze man bei einem Bolzendurchmesser

$$D = \frac{1}{3} \quad \frac{1}{2} \quad \frac{2}{3} \quad \text{der Stabbreite } b$$

$$\mu = 1.1 \quad 1.25 \quad 1.4$$

Die Länge a des Vorkopfes ist so groß zu machen, daß der Querschnitt in der Längsachse mindestens $= \frac{3}{4} F$ wird und die Zahl der Verbindungsnieten ist nach dem Querschnitt der Verstärkungsbleche zu bestimmen.

Die beiden an einem Bolzen angeschlossenen Kettenglieder enthalten n - und $n + 1$ -Stäbe. Bei gleichem Querschnitt in beiden Gliedern haben die Stäbe gleiche Stärke, nur

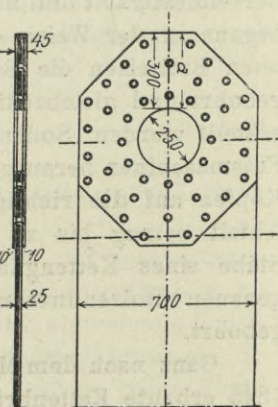


Abb. 692.

¹⁾ Amerikanische Zerreißversuche mit großen Augenstäben. „Eisenbau“ 1914, S. 342.

die außenliegenden Stäbe in dem Gliede mit der um 1 vermehrten Stabzahl haben die halbe Stärke. Man kann aber auch leicht durch Änderung der Stabstärke oder der Stabbreite eine Änderung der Querschnittsgröße in den aufeinanderfolgenden Kettengliedern erzielen. Die Stabstärke wird in der Regel mit nicht über 25 mm gewählt. Die Stäbe werden in den Köpfen glatt gehobelt und nach dem Zusammenlegen aller an einen Bolzen angeschlossenen Stäbe gemeinsam gebohrt.

Ein Nachteil dieser Gelenkketten ist der enge Zwischenraum zwischen den Stäben, der bei größerer Stabbreite die Unterhaltung und Anstricherneuerung erschwert; an den Knotenpunkten sind die sich berührenden Flächen überhaupt nicht zugänglich. Nebenspannungen infolge Biegung sind auch in den Gelenkketten nicht ganz behoben, nur sind sie in ihrer Größe durch das Moment der Bolzenreibung begrenzt. Ist σ_0 die Kettenspannung, φ der Reibungskoeffizient, so ist die Zusatzspannung infolge des Reibungsmomentes $3\varphi \frac{D}{b} \sigma_0$; dieselbe kann sonach bei $D = \frac{1}{3}b$ etwa 15 bis 20% von σ_0 betragen¹⁾.

Große Kettenquerschnitte hat man auch in zwei Ketten geteilt, die neben- oder übereinander gelegt sind. In letzterem Falle werden die Querträger oder der Versteifungsträger abwechselnd an die obere und untere Kette angehängt (Abb. 681, 686). Diese Anordnung bewirkt aber eine Unsicherheit in der Lastenverteilung und sie kann zur Folge haben, daß bei kleiner Querträgerentfernung, die ungefähr dem halben Radstand der Wagen gleich ist, nahezu die ganze Wagenbelastung auf eine Kette kommt, so daß deren Beanspruchung höher ist als jene, welche der halben vollen Belastung entspricht, für die die Kette gerechnet wurde.

Flachbandketten, wie sie z. B. die Breslauer Brücke (Abb. 705) besitzt, sind durch die wohl etwas größeren Nebenspannungen, sowie durch den größeren Querschnittsverlust durch Nietschwächung gegenüber den Gelenkketten im Nachteil. Dies gilt in noch erheblich höherem Maße für genietete Kettengurte (Abb. 722) und spricht für letztere nur der Umstand, daß die Einzelheiten der Konstruktion keine besondere Ausbildung verlangen, sondern ganz nach Art aller genieteten Fachwerke ausgeführt werden können. Man wähle für den genieteten Gurt T- oder TT-Querschnitt mit nicht zu hohen Stegblechen und sichere der Brücke auch eine entsprechend große Steifig-

¹⁾ Das Auftreten erheblicher Biegungsspannungen in den Ketten bestehender Kettenbrücken ist zu wiederholten Malen mittels Dehnungsmesser, unter anderem auch bei der Kettenbrücke in Tetschen, konstatiert worden.

keit, damit durch die Formänderungen nicht übergroße Biegun-
spannungen in der gelenklosen Kette hervorgerufen werden.

Bei dem auf Grund des zweiten Wettbewerbes zur Ausführung
bestimmten Entwurfe für die neue Rhein-Brücke in Köln waren von
den Verfassern (Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavs-
burg) zwei Varianten vorgeschlagen, die eine mit gelenkiger Flach-
eisenkette, die andere mit kastenförmiger genieteteter Kette. Die Bau-
verwaltung entschied sich für die Gelenkkette.

Bei Hängebrücken von größerer Spannweite kommt für die
Ketten ein Baustoff von hoher Festigkeit, hochwertiger Stahl, in
Frage. In den Budapester Brücken wurde, wie oben erwähnt, Martin-
flußstahl von über 5000 kg/cm^2 Zerreißfestigkeit verwendet; für die
Rhein-Brücke werden die Ketten aus einem legierten Stahl mit
Zusätzen von Nickel und Chrom hergestellt, der eine Zugfestigkeit
von $5500\text{--}6500 \text{ kg/cm}^2$, und eine Längsdehnung von 18% aufzu-
weisen hat.

Die Drahtseil-Hängebrücken haben an Stelle der Ketten Draht-
seile oder Kabel. Der dazu verwendete, aus Tiegelflußstahl herge-
stellte Draht hat bei $4\text{--}6 \text{ mm}$ Stärke eine Zugfestigkeit von 12.000
bis 15.000 kg/cm^2 und eine Bruchdehnung von etwa 4% auf 200 mm
Länge. Die Elastizitätsgrenze liegt bei rund 0.6 der Zugfestigkeit.

Es kommen entweder Spiral-Drahtseile oder Paralleldraht-
Kabel zur Anwendung. Erstere werden fertig ausgehängt, letztere
werden an der Baustelle durch Aushängen einzelner Drähte nach dem
sogenannten Luftspinnverfahren hergestellt.

Bei den Spiral-Drahtseilen ist um einen geraden Draht als
Seele zunächst eine Lage von 6 Drähten, um diese dann eine weitere
Lage von 12 , dann von 18 Drähten usw. spiralförmig gewunden. Bei
dem wegen der größeren Biegsamkeit vorzugsweise angewandten
Kreuzschlag haben die Drähte der aufeinanderfolgenden Lagen ent-
gegengesetzte Windungsrichtung (Abb. 693); sie erhalten aber gleichen
Flechtwinkel und dadurch mit Ausnahme des geraden Mitteldrahtes
gleiche Länge. Der Flechtwinkel wird im Mittel mit 18° gewählt.
Besteht das Seil aus n -Runddrähten von der Dicke δ , so ist der
Gesamtquerschnitt $F = n \frac{\pi}{4} \delta^2$, der Durchmesser des Seiles angenähert
 $d = 1.33 \sqrt{F}$ (in cm). Die Spiraldrähte erfahren eine um etwa $2\text{--}5$
v. H. größere Spannung, als sich aus Kraft P : Gesamt Drahtquer-
schnitt F berechnet. Die Spannung des geraden Seelendrahtes, den
man besser nicht in den tragenden Querschnitt mit einrechnet, ist
um $17\text{--}20$ v. H. größer. Die zulässige Beanspruchung der Hänge-
brückenkabel kann mit einem Viertel der Zugfestigkeit des ver-

wendeten Drahtes, sonach mit $3000 - 3500 \text{ kg/cm}^2$ angenommen werden. Bei sehr großen Spannweiten wird man sogar noch etwas höher gehen können.

Die Dehnungsziffer des Spiralseiles ist größer als jene des Einzeldrahtes, und zwar ergibt sich theoretisch bei einem Flechtwinkel von 18° eine Zunahme der Dehnungsziffer um etwa 19 v. H.; der Elastizitätskoeffizient des Seiles beträgt sonach nur 0.84 von jenem des Drahtes. In Wirklichkeit treten aber für die anfänglichen

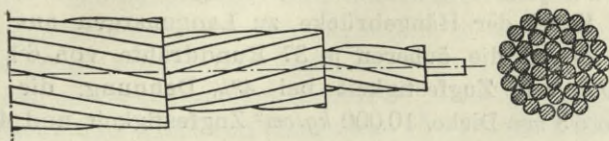


Abb. 693.

Belastungen infolge der Seilreckung sogar noch erheblich größere Dehnungen auf. Hierauf ist bei der Berechnung statisch unbestimmter Spiraldraht-Kabelbrücken Rücksicht zu nehmen und es ist die Seilreckung durch Vorbelastung tunlichst auszuschalten.

Die vielen Zwischenräume in einem aus Runddrähten hergestellten Seile, die zwar beim Spinnen mit durch Mennig gezogenen Hanf ausgefüllt werden, sind für die Erhaltung sehr von Nachteil. Deshalb sind die sogenannten patentverschlossenen Drahtseile, die das Carlswerk von Felten & Guilleaume in Mülheim am Rhein liefert, für Brückenkabel entschieden zu bevorzugen. Diese enthalten nur im Innern 2 oder 3 Runddrahtlagen, an welche sich in Kreuzschlagwindung zwei Lagen von trapezförmig profilierten Drähten schließen, die außen wieder von einer oder mehreren Lagen von Drähten mit z-förmigem Querschnitt umgeben sind, die einander übergreifen und den Verschluss des Seiles bilden. (Abb. 694.) Auf diese Art ist das Eindringen von Feuchtigkeit vollkommen verhindert und es genügt ein guter Anstrich, um diese Seile gegen Rosten zu schützen. Ein allenfalls gerissener äußerer Draht kann sich hier nicht, wie bei Runddrähten, vom Seile ablösen. Durch die sehr sorgfältige Herstellung der patentverschlossenen Seite wird auch eine Verminderung der Dehnung, namentlich der bleibenden und federnden Seilreckung erzielt.

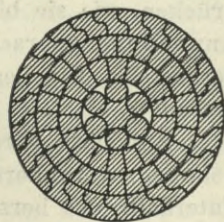


Abb. 694.

Der Stärke der Spiralseite ist durch ihre Steifigkeit eine gewisse Grenze gesetzt. Mehr als 200—250 Drähte werden zu einem

Seile nicht zusammengeflochten¹⁾. Ist für ein Brückenkabel ein stärkerer Querschnitt notwendig, so bildet man es entweder aus mehreren parallel laufenden Seilen oder es werden mehrere schwächere Seile durch spiralförmige Windung zu einem stärkeren Seile zusammengeschlagen. Es wird dann meist ein siebenschenkliges Seil ausgeführt mit sechs äußeren Strängen oder Litzen und einem geraden Strange als Seele. Für letzteren empfiehlt sich die Anwendung eines etwas weicheren, dehnbareren Drahtes, um seine Spannung auf jene der äußeren Seilstränge herabzusetzen. So bestehen die Kabel der Hängebrücke zu Langenargen aus je 7 Seil-litzen, von denen die äußeren je 37 Runddrähte von 6·1 mm Dicke und 13.000 kg/cm² Zugfestigkeit bei 4% Dehnung, die Mittellitze Drähte von 6·3 mm Dicke, 10.000 kg/cm² Zugfestigkeit und 4½% Dehnung enthalten.

Ordnet man ein Kabel aus parallel laufenden Seilen an, so ist durch geeignete Ausbildung der Anhängenvorrichtungen (siehe unten) dafür zu sorgen, daß sie sich möglichst gleichmäßig an der Lastaufnahme beteiligen.

Seile aus parallel liegenden Drähten, welche wagrecht ausgelegt, dann zusammengebündelt und in fertigem Zustande ausgehängt wurden, sind bei älteren französischen Drahtseilbrücken angewendet worden. Sie hatten aber den Nachteil großer Steifigkeit, derzufolge in den Drähten des ausgehängten Kabels sehr ungleiche Spannungen entstanden. Jetzt werden Paralleldrahtkabel nur bei großen Kabelbrücken, wie sie bisher nur in Amerika zur Ausführung kamen, in Anwendung gebracht und nach dem sogenannten Luftspinnverfahren hergestellt. Die Legung des Kabels vollzieht sich dabei folgendermaßen²⁾:

Zunächst wird ein Paar schwacher Hilfsseile auf die Türme gehoben, verankert und an ihnen eine Arbeitsbühne ungefähr 1 m unterhalb des herzustellenden Kabels oder Kabelpaares angehängt. Der Kabeldraht wird auf Trommeln zur Baustelle geschafft, die bis zu 25.000 m Draht aufgewickelt haben. Die Walzlänge des Drahtes beträgt 900—1000 m und erfolgt die Verbindung der Drähte bereits in der Fabrik durch kleine Schraubenmuffen mit entgegengesetztem Gewinde. (Abb. 695.) Zum Spinnen der Drähte dient ein Zugseil

¹⁾ Das Carlswerk lieferte als stärkste einschenkliche Seile solche von 92 mm Durchmesser für die Verstärkung der Kaiser Franz Joseph-Brücke über die Moldau in Prag.

²⁾ Näheres hierüber siehe: Bernhard, Der Bau der Williamsburg-Brücke in Zeitschr. der Ver. Deutschen Ingen. 1904, S. 33, und

Dr. Ing. W. Hauffe, Die Manhattan-Brücke, in „Eisenbau“ 1911, S. 173 u. f.

ohne Ende, das auf den beiden Widerlagern um je ein wagrechtes Rad läuft und durch eine Maschine in Bewegung gesetzt wird. Die beiden Stränge des Zugseiles liegen genau über den beiden Kabeln und es trägt jeder Strang eine daran fest angehängte Rillenscheibe, um welche der von den Trommeln laufende Kabeldraht gelegt wird, nachdem dessen Ende mit dem Litzenschuh der Verankerung in Verbindung gebracht worden ist. Das in Bewegung gesetzte Zugseil zieht auf diese Art je eine Drahtschlinge von einem Widerlager zum andern. Dort angelangt, wird der Draht von der Rillenscheibe abgenommen und um den hufeisenförmigen, je eine Litze aufnehmenden Schuh gelegt, worauf das Zugseil den Weg in der entgegengesetzten Richtung zurück macht und dabei von einer zweiten, an jedem Widerlager aufgestellten Drahttrommel je einen Doppeldraht mit-

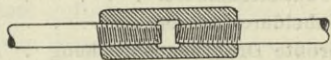


Abb. 695.

nimmt. Dieser Vorgang wiederholt sich und es werden so bei jedem Hin- und Rückgang des Zugseiles in jedem der beiden Kabel je zwei Drähte gesponnen. Diese sind in ihrem Durchhange nach einem vor Beginn des Spinnens einer jeden Litze ausgehängten und genau abgelängten Leitdraht auszurichten. Sind die 200—250 Drähte einer Litze ausgelegt und die Enden des Drahtes durch die erwähnten Muffen verbunden, so werden sie mittels kräftiger Zangen zusammengepreßt und in 2—3m Abstand mit Drahtbändern umschnürt. Diese Drahtbänder werden bei der schließlichen Vereinigung der Litzen zum Kabel wieder gelöst, nur an den Enden, wo sich die Drähte zu der über den Litzenschuh gelegten Schlinge teilen, werden sie belassen. Die Litzen werden nicht in ihrer endgültigen Lage gesponnen, sondern sie liegen auf seitlich oder über den Pylonensätteln angebrachten Rollen und die Litzenschuhe sind zum Auflegen der Drähte vorübergehend in wagrechter Lage festgehalten. Nach Fertigstellung einer Litze werden die beiden Schuhe abgehoben, um 90° gedreht und auf den Bolzen der Endaugen der Ankerstäbe aufgeschoben. Hierauf folgt das Abheben von den Untertsützungsrollen auf den Türmen und die Lagerung auf den Kabelsätteln. Zum genauen Längenausgleich der Litzen dienen Regulierplatten, die in der erforderlichen Stärke in den mittels einer hydraulischen Presse angehobenen Litzenschuh eingelegt werden. Es folgt dann noch das Zusammenpressen der Litzen in die zylindrische Kabelform, eine provisorische Bündelung, das Anlegen der Kabelschellen zum Auflegen der Anhänger und schließlich eine durchgehende Bewickelung mit weichem galvanisiertem Stahldraht.

Nachstehende Zusammenstellung gibt die Zusammensetzung und Stärke der Kabel der drei großen Neuyorker Drahtseilbrücken:

| | Brooklyn- Brücke | Williamsburg- Brücke | Manhattan- Brücke |
|---|---|-------------------------|-------------------------|
| Jahr der Erbauung. | 1876 | 1903 | 1910 |
| Hauptspannweite | 486·3 m | 487·7 m | 448 m |
| Eigenwicht der Mittelöffnung f. d. l. M. | 16·13 t | 24·73 t | 33·70 t |
| Betriebslast f. d. l. M. (Brücke) . | | 9·37 t | 11·90 t |
| Kabelgewicht f. d. l. M. (Brücke) . | 2984 kg | 4560 kg | 6060 kg |
| Zahl der Kabel | 4 | 4 | 4 |
| Zahl der Litzen eines Kabels . | 19 à 331 Drähte, 37 à 208 Drähte, 37 à 256 Drähte | | |
| Drahtdurchmesser | 4·3 mm | 4·88 mm | 4·9 mm |
| Kabeldurchmesser | 400 mm | 473 mm | 540 mm |
| Größte Drahtbeanspruchung . . | 3330 kg/cm ² | 3530 kg/cm ² | 4219 kg/cm ² |
| Festigkeit des Drahtes | 11250 „ | 14000 „ | 15200 „ |

Bei der Wahl zwischen Kette und Drahtseil kann ein Vergleich in wirtschaftlicher, technischer und ästhetischer Hinsicht in Frage kommen.

R. Sonntag gibt in seiner beachtenswerten Studie über Hängebrücken¹⁾ für die Preise der Gewichtseinheit der verschiedenen Ausführungsarten folgende Verhältniszahlen an:

| | Fluß- eisen | Elektro- stahl | Nickel- stahl | hochwertiger Siemens- Martinstahl | Tiegel- flußstahl |
|--|----------------|-------------------|------------------|---|----------------------|
| Flachband- oder ver- nieteter Kettengurt. | 1 | 1·26 | 1·44 | 1·15 | — |
| Gelenkkette | 1·81 | 2·06 | 2·24 | 1·96 | — |
| Kabel | — | — | — | — | 2·88 |

und für die zulässigen Beanspruchungen die Verhältnisziffern

| | | | | |
|---|-----|-----|------|-----|
| 1 | 1·5 | 1·5 | 1·33 | 3·2 |
|---|-----|-----|------|-----|

Für eine Hängebrücke mit 126 m Öffnungsweite (Kaiser-Brücke in Breslau) werden damit die Kosten des Längenersatzes der Hängung mit den nachstehenden Verhältniszahlen errechnet:

| | Fluß- eisen | Elektro- stahl | Nickel- stahl | hochwertiger Siemens- Martinstahl | Tiegel- flußstahl |
|---|----------------|-------------------|------------------|---|----------------------|
| Flachband- oder ge- nieteter Kettengurt. | 1·0 | 0·79 | 0·91 | 0·85 | — |
| Gelenkkette | 1·17 | 0·86 | 0·93 | 0·95 | — |
| Kabel | — | — | — | — | 0·75 |

¹⁾ Wirtschaftliche Gesichtspunkte und Vorschläge für den Bau versteifter Hängebrücken. „Eisenbau“ 1911, S. 187 u. f.

Es wäre sonach, obige Preisannahmen als annähernd richtig vorausgesetzt, das Kabel oder die genietete Kette aus Elektro-
stahl wirtschaftlich am vorteilhaftesten und die Flachband-
oder genietete Kette der Gelenkkette überhaupt überlegen. In tech-
nischer Hinsicht kommen dagegen wieder die höheren Neben-
spannungen in der gelenklosen Kette zu berücksichtigen, sowie daß
die Wahl eines hochwertigen Baustoffs, insonderheit eines Kabels,
infolge der höheren Inanspruchnahme auch etwas größere Form-
änderungen, sonach geringere Steifigkeit zur Folge hat. Ästhetische
Bedenken gegen die allzu geringe Massenwirkung eines Kabels gegen-
über den Versteifungsträgern und Pylonen kann man wohl nur in
Sonderfällen und bei kleineren Spannweiten gelten lassen. Bei der
Kölner Rhein-Brücke haben sie mit gegen die Wahl einer Kabelbrücke
entschieden.

Die Pfeilhöhe der Kette findet man in den Ausführungen
mit $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{12}$ ihrer Stützweite angenommen. Mit der Vergrößerung

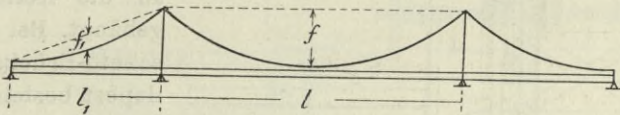


Abb. 696.

der Pfeilhöhe wachsen die Höhe und Kosten der Pylonen, die Länge
der Ketten und Hängestangen, anderseits nimmt der Kettenzug ab.
Dagegen verlangt eine kleinere Pfeilhöhe stärkere Ketten und stärkeres
Ankermauerwerk, erzielt aber Ersparnis in den Pylonen und ver-
mindert die Formänderungen des Tragwerks. Man kann etwa $f:l = \frac{1}{9}$
als durchschnittlich günstiges Pfeilverhältnis annehmen¹⁾. Für sehr
große Spannweiten dürfte dieses Verhältnis aber größer zu wählen
sein; so findet Steinmann²⁾ für amerikanische Kabelbrücken als
günstigstes Pfeilverhältnis bei $l = 300\text{ m}$ 600 m 900 m

$$\frac{f}{l} = \frac{1}{8.2} \quad \frac{1}{7.7} \quad \frac{1}{7.3}$$

Überspannt die Kette mehrere Öffnungen und ist die von ihr
getragene ständige Belastung in den einzelnen Öffnungen f. d. Längen-
einheit $g_1, g_2 \dots$, so müssen die Beziehungen erfüllt sein (Abb. 696)

$$g_1 \frac{l_1^2}{f_1} = g_2 \frac{l_2^2}{f_2} = \dots$$

¹⁾ Siehe „Theorie der Bogen- und Hängebrücken“, S. 12.

²⁾ Steinmann, Suspension bridges and Cantilevers, their economic pro-
portions and limiting spans. 2. Aufl. Neuyork, van Nostrand & Co. 1914.

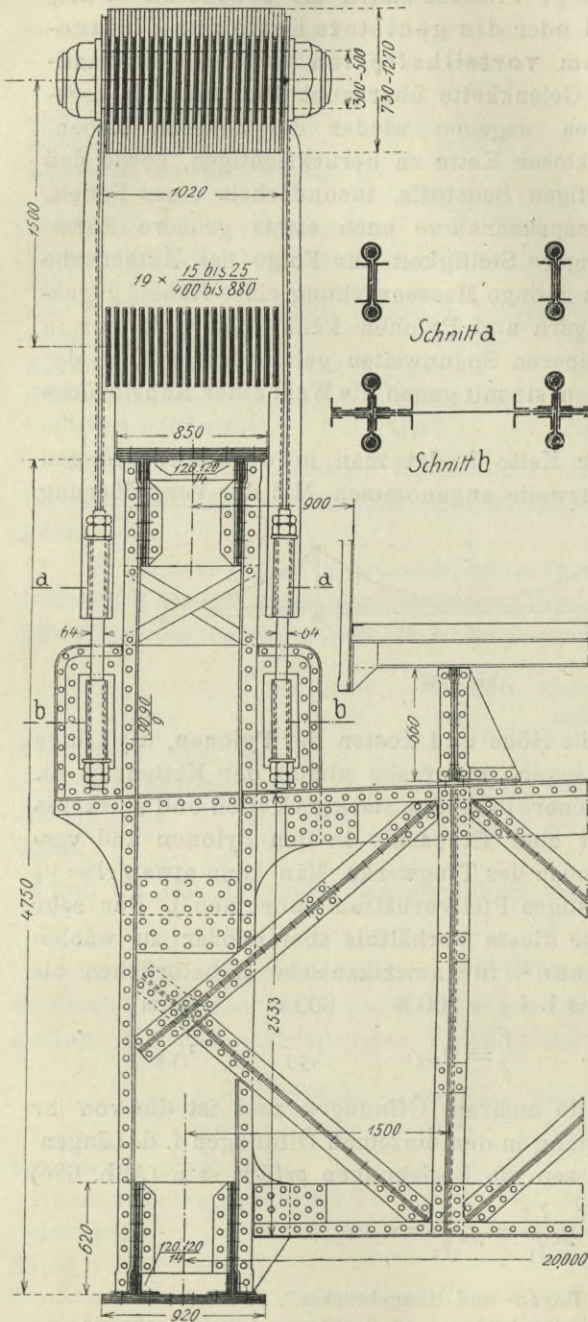


Abb. 697. Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest.

und sich die Kettenpfeile sonach verhalten wie

$$f_1 : f_2 : \dots = g_1 l_1^2 : g_2 l_2^2 : \dots$$

Zur Anhängung der Fahrbahn und des Versteifungsträgers an die Ketten dienen Rundeisen- oder steife Hängestangen, bei Kabelbrücken auch Drahtseile. Bei Gelenkketten sind die augenförmig endigenden Hängeseilen an die Kettenbolzen gehängt. Bei der Elisabeth-Brücke in Budapest bestehen diese Hängeseilen aus je zwei durch Bleche verstärkten Γ -Eisen (Abb. 697). Bei dem Umbau der alten Pester Kettenbrücke werden hiezu eigens gewalzte, breitschenklige \perp -Eisen verwendet (Abb. 698). Die neue Kölner Brücke erhält Rundeisen-Hängestangen von 14 cm Durchmesser. Den Anschluß zeigt Abb. 699. Es ist hier auch ein Quergelenk angeordnet, um eine zentrische Krafteintragung in die Kette zu erzielen und die Hängestange von Biegunsspannungen

durch Seitenkräfte frei zu halten. Jeder dritte Hänger ist aber steif mit genietetem Querschnitt aus 4 Winkeln mit dazwischen liegendem vollen Stehblech ausgebildet.

Das Bolzenauge der Rundeisenhängestange ist durch Aus-

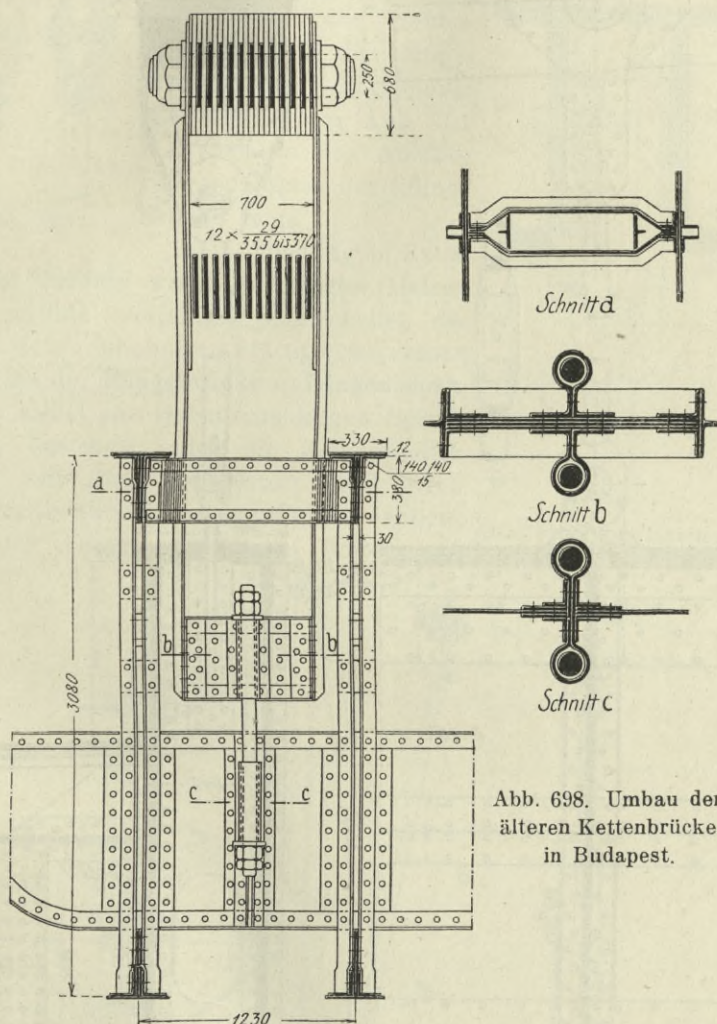


Abb. 698. Umbau der älteren Kettenbrücke in Budapest.

schmieden oder Pressen des gestauchten Endes und nicht durch Anschweißen herzustellen. Gabelförmige Augen wird man besser durch ein besonderes Schmiedestück bilden, in welches das Rundeisenende eingeschraubt wird. (Abb. 700.)

Bei Flachbandketten kann die Kette durchlocht werden, um die Rundeisenhänger durchzulassen und oben mit Muttern auf einem

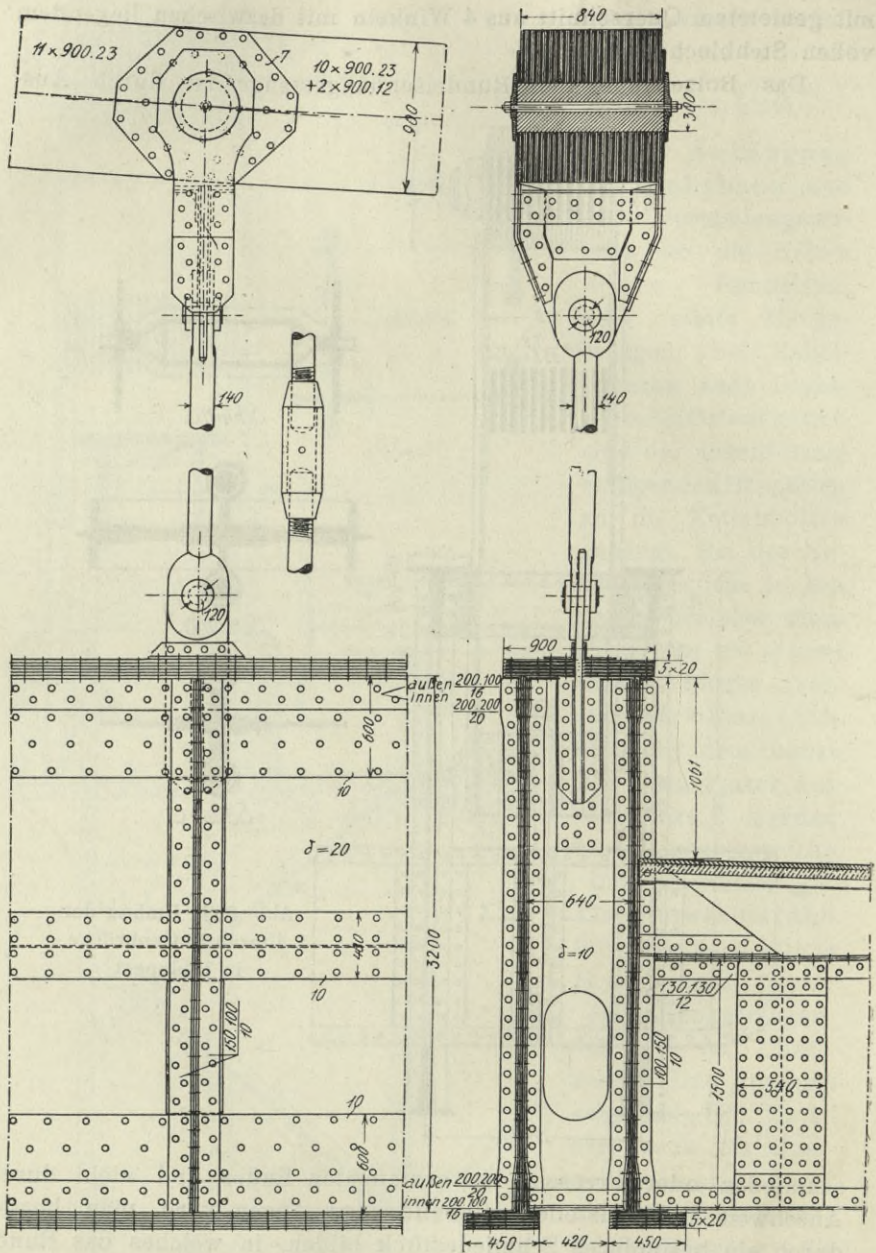


Abb. 699. Rhein-Strassenbrücke in Köln. Ausführungsentwurf. (Brückenbauanstalt Gustavsborg der M. A. N.) „Eisenbau“ 1913, S. 222.

entsprechend geformten Unterlagsstück festzuhalten oder es kann wie bei genieteten Ketten überhaupt eine feste Nietverbindung angewendet werden. Empfehlenswert ist aber zur Vermeidung der Nebenspannungen in den Hängestangen ein Blattgelenk, wie dies in der Abb. 701 die Variante des Ausführungsprojektes der Kölner Brücke zeigt.

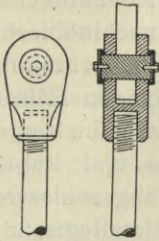


Abb. 700.

Die Anhängung an Kabel erfolgt mittels warm aufgelegter Halsen oder mittels zweiteiliger Stahlschellen, die durch Schraubenbolzen kräftig anzupressen sind. Bei der Hängebrücke zu Langenargen, deren Kabel aus siebenschenkigen Spiralseilen bestehen, sind die Kabelschellen innen mit Blei ausgefüllt und durch 6 Schraubenbolzen angepreßt; ihr lappenförmiger Ansatz nimmt den Bolzen auf,

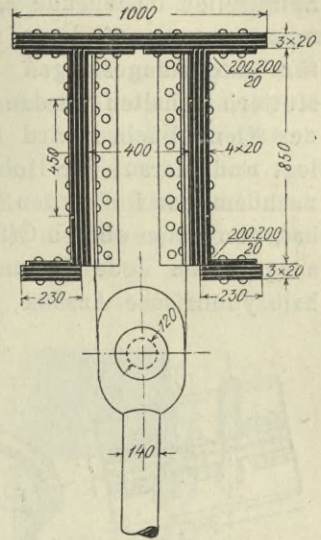


Abb. 701. Kölner Rhein-Brücke, Variante mit genieteter Kette.

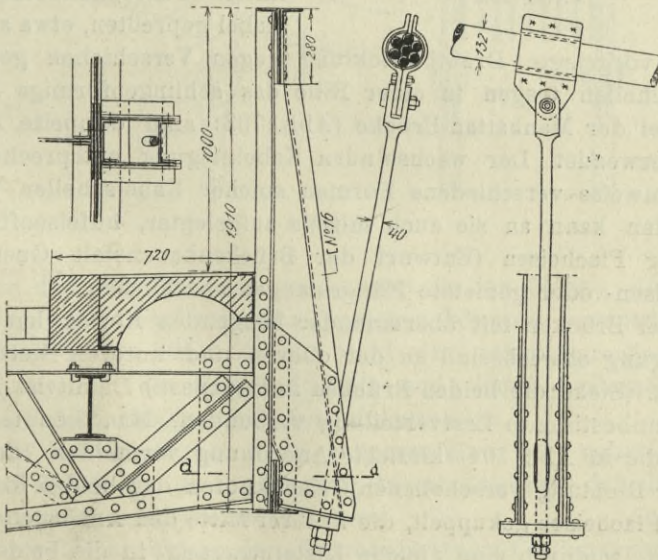


Abb. 702. Von der Hängebrücke bei Langenargen.

an den die in eine Gabel ausgeschmiedete Rundeisenhängestange angreift. (Abb. 702.) An solche Schellen können auch steife Hänger

gelenkig oder durch Nietung angeschlossen werden. In einem älteren Entwurfe der Gesellschaft Harkort für die Kölner Rhein-Brücke (Fachwerkshängebrücke mit Kabelgurt) wird das aus mehreren parallelen Spiralseilen bestehende Kabel von einer zweiteiligen Klemmbüchse umschlossen, auf deren seitliche Zapfenansätze die Anschlußbleche für die Hängestangen aufgeschoben und durch aufgeschraubte Muttern gehalten werden. In den Spalt zwischen den beiden Halsen der Klemmbüchse wird oben und unten eine Asbestscheibe eingelegt und hierauf der Hohlraum zwischen Klemmbüchse und Kabel, nachdem man ihn an den Stirnflächen durch Metallringe abgeschlossen hat, von einer oberen Öffnung aus mit einer weichen Metallegierung ausgegossen. Jede Klemmbüchsenhälfte hat oben und unten kurze halbzylindrische Ansätze, über die schließlich Schrumpfringe warm

aufgezogen werden, die beim Erkalten die Asbestzwischenplatte zusammendrücken und das feste Anpressen der Klemmbüchse an das Kabel bewirken.

Bei den amerikanischen Kabelbrücken ist die Anhängung mittels Seilen bewerkstelligt. Die mittels Schraubenbolzen an das Kabel gepreßten, etwa auch noch

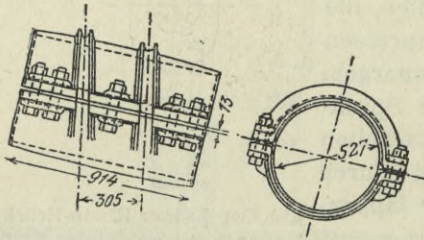


Abb. 703.

durch vorgelegte Drahtbewicklung gegen Verschieben gesicherten Kabelschellen tragen in einer Rille das schlingenförmige Anhängeseil. Bei der Manhattan-Brücke (Abb. 703) sind doppelte Anhängeseile verwendet. Der wechselnden Kabelneigung entsprechend sind gruppenweise verschiedene Formen solcher Kabelschellen erforderlich. Man kann an sie auch mittels aufgelegter, hufeisenförmig gebogener Flacheisen (Entwurf der Brückenbauanstalt Gustavsburg) Rundeisen- oder genietete Hängestangen anschließen.

Bei Brücken mit übereinander hängenden Ketten hat man die Anhängung abwechselnd an der oberen und unteren Kette durchgeführt. (Siehe die beiden Brücken in Budapest.) Damit ist aber eine etwas unbestimmte Lastverteilung verbunden. Man könnte sie etwa durch die in Abb. 704 skizzierte Anordnung vermeiden. Die in wagrechter Richtung verschobenen Gelenkknoten der beiden Ketten sind durch Flacheisen gekuppelt, die in ihrer Mitte den Anhängbolzen aufnehmen, wodurch eine gleiche Lasteintragung in die beiden Ketten stattfindet. Die verbindenden Flacheisen sind in ihrer Länge nach der Kettenform genau zu bemessen.

Den Zweck gleicher Lastverteilung auf die Tragketten ver-

folgt auch die bei der Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 705) angewandte, in Abb. 706 dargestellte Aufhängevorrichtung. Die Flachbandkette dieser Brücke mußte wegen der für die Nietung zu großen Stärke in zwei übereinander liegende Kettenzüge geteilt werden, von denen ein jeder wieder aus zwei nebeneinander liegenden Flacheisenbündeln besteht, so daß auf diese Art vier getrennte Flachbandketten gebildet sind. Die Hängestangenkraft überträgt sich vermittels eines Systems gleicharmiger Hebel, das in Abb. 707 schematisch dargestellt ist, zu gleichen Teilen auf die vier Ketten, und zwar geschieht dies durch kurze Bolzen, die die Flachbänder durchdringen und mit ihren Schraubenmuttern auf kleinen Kipp-Platten

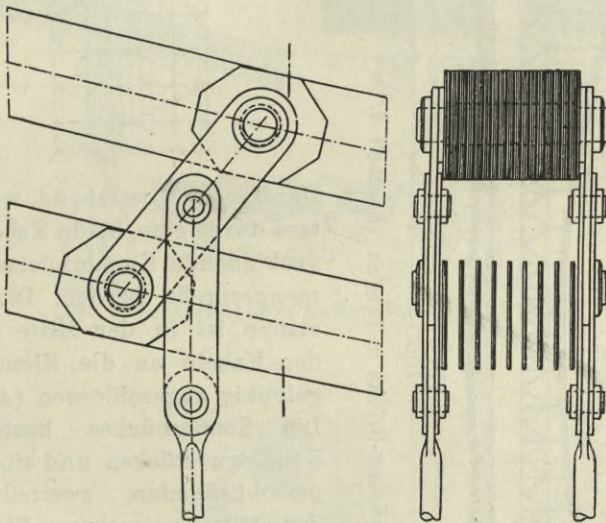


Abb. 704.

liegen, so daß Biegungsbeanspruchungen in den Bolzen, die durch die Bewegungen des Tragwerks entstehen könnten, vermieden sind. Gegen diese, sonst ihrem Zwecke wohl sehr gut entsprechende Anordnung ist nur die Vielgliedrigkeit und damit verbundene erschwerte Unterhaltungsmöglichkeit einzuwenden.

Auch bei Kabelbrücken mit mehreren über- oder nebeneinander liegenden Kabeln ist die Anhängung so einzurichten, daß die Kabel möglichst gleichen Lastanteil erhalten.

In zwei Entwürfen der Brückenbauanstalt Gustavsburg der M. A. N. zum ersten Wettbewerb für die Kölner Rhein-Straßenbrücke werden zwei übereinander hängende Kabel angeordnet, aus je 7 parallel geführten, patentverschlossenen Drahtseilen von je 102 mm

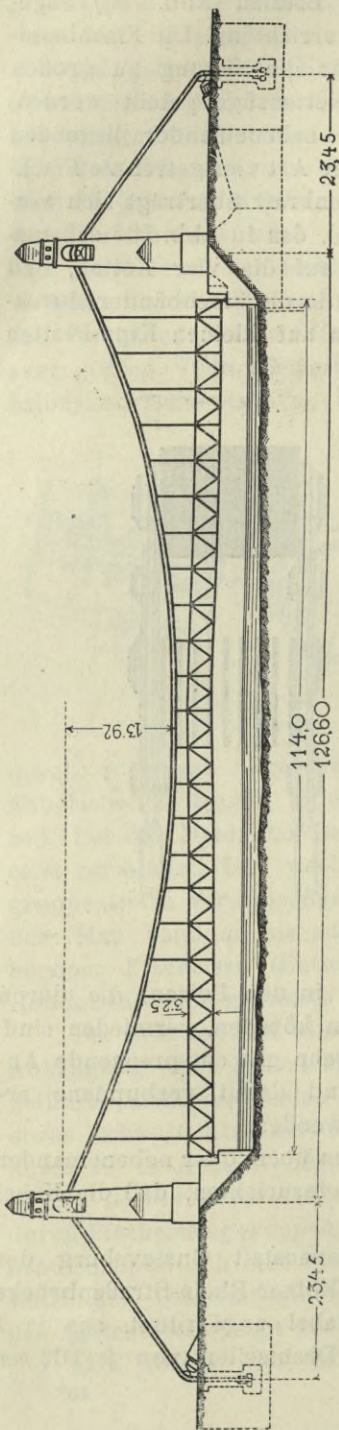
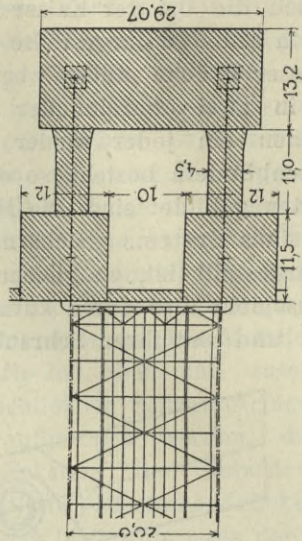


Abb. 705. Kaiser-Brücke in Breslau. (Beuchelt & Co.)



Durchmesser bestehend, welche letztere durch eine, beide Kabelstränge verbindende Klemmbüchse zusammengesperrt werden. Die Hängestange ist in der Mitte zwischen den Kabeln an die Klemmbüchse gelenkig angeschlossen (Abb. 708). Die Klemmbüchse besteht aus 5 Stahlgußstücken und einem diese umschließenden, zweiteiligen in der Mitte gelaschten Flacheisenbande. Das mittlere Stahlstück trägt beiderseits kurze, durch das Flacheisenband hindurchreichende Zapfenansätze zur Aufnahme der Hängestangen und zwei mittlere Aussparungen, in die Druckwasserpressen *P* eingesetzt werden, mit denen innerhalb des umschließenden Flacheisenbandes die Klembacken und Kabel fest zusammengesperrt werden. Man sichert sie in dieser Lage durch Nachtreiben der seitlichen Keile *K* und entfernt hierauf die Druckwasserpressen. Bei Weglassung des Flacheisenbandes

könnte das Anpressen der Klemmbacken auch mittels kräftiger, beide Kabel umfassende Schraubenbolzen erfolgen.

Für zwei nebeneinander hängende Kabel kann die Aufhängung

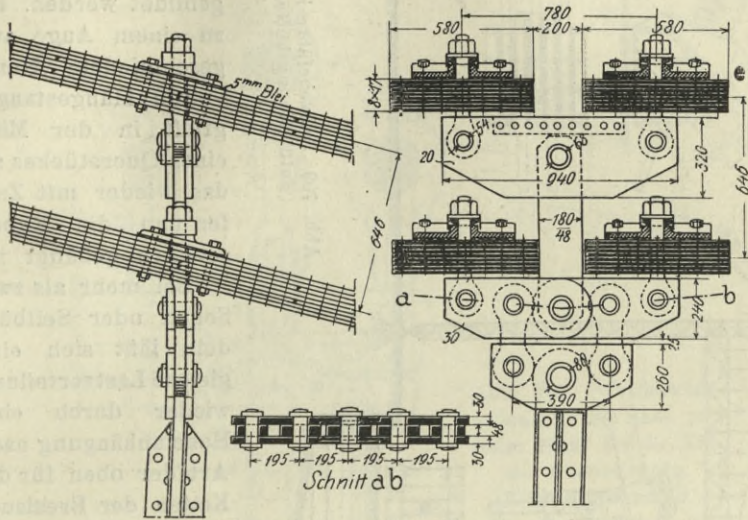


Abb. 706. Anhängung. Kaiser-Brücke in Breslau.

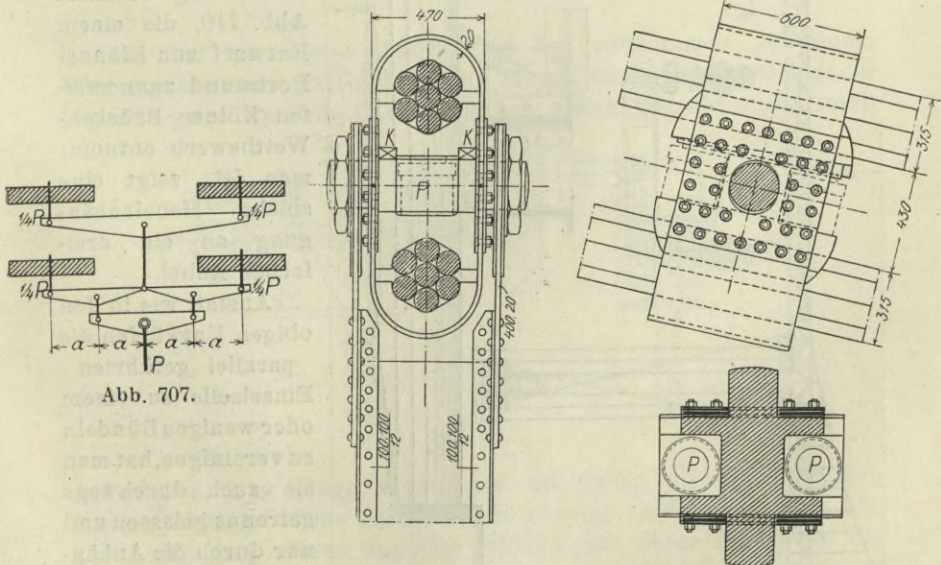


Abb. 707.

Abb. 708. Wettbewerbentwurf „Neuzeit“ und „Köln-Deutz“.
(M. A. N.)

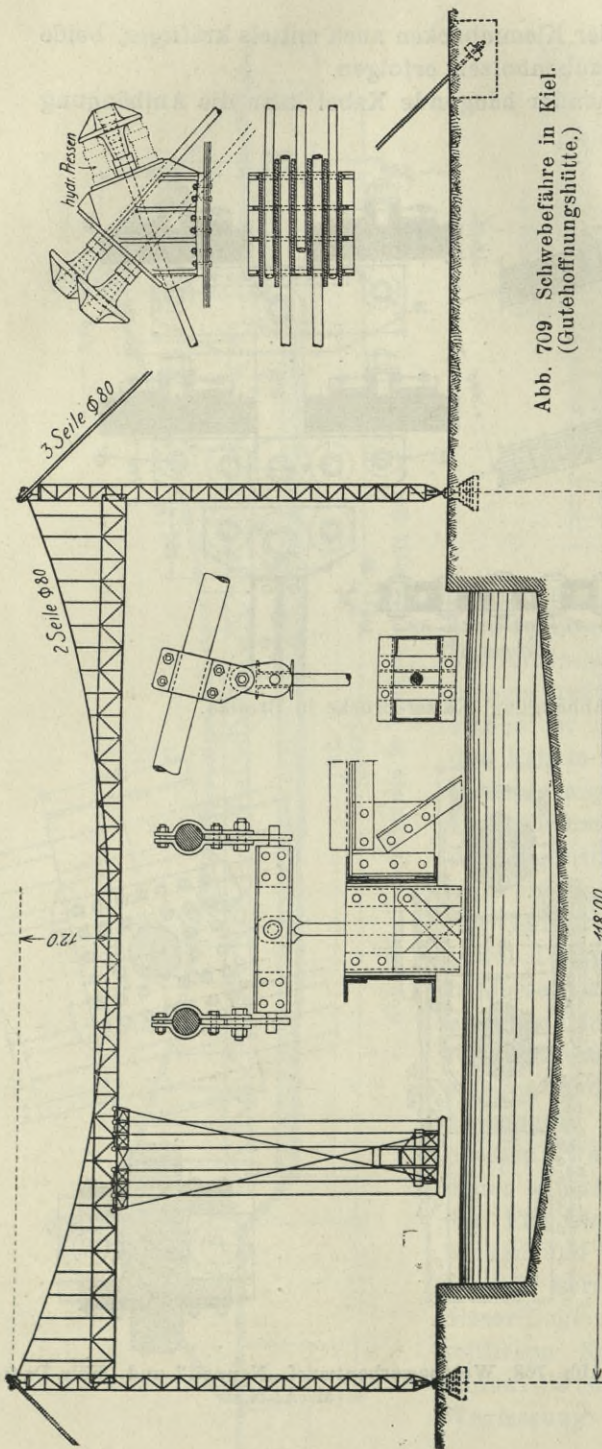


Abb. 709 Schwebefähre in Kiel.
(Gutehoffnungshütte.)

in der Art wie bei der Schwebefähre in Kiel (Abb. 709) ausgebildet werden. Die zu einem Auge ausgeschmiedete Rund-eisen - Hängestange greift in der Mitte eines Querstückes an, das wieder mit Zapfen an die Kabelschellen gehängt ist.

Bei mehr als zwei Seilen oder Seilbündeln läßt sich eine gleiche Lastverteilung wieder durch eine Hebelanhangung nach Art der oben für die Ketten der Breslauer Brücke beschriebenen Anordnung erzielen. Abb. 710, die einem Entwurf von Klönne-Dortmund zum zweiten Kölner Brücken-Wettbewerb entnommen ist, zeigt eine solche Hebelanhangung an ein dreifaches Kabel.

Anstatt wie in den obigen Entwürfen die parallel geführten Einzelseile zu einem oder wenigen Bündeln zu vereinigen, hat man sie auch durchwegs getrennt gelassen und nur durch die Anhangung der Hängestangen gekuppelt. Man

erzielt dadurch den Vorteil, daß die Seile der Besichtigung und Instandhaltung besser zugänglich sind und daß allenfalls auch einzelne Seile leichter ausgewechselt werden können. Weniger sicher

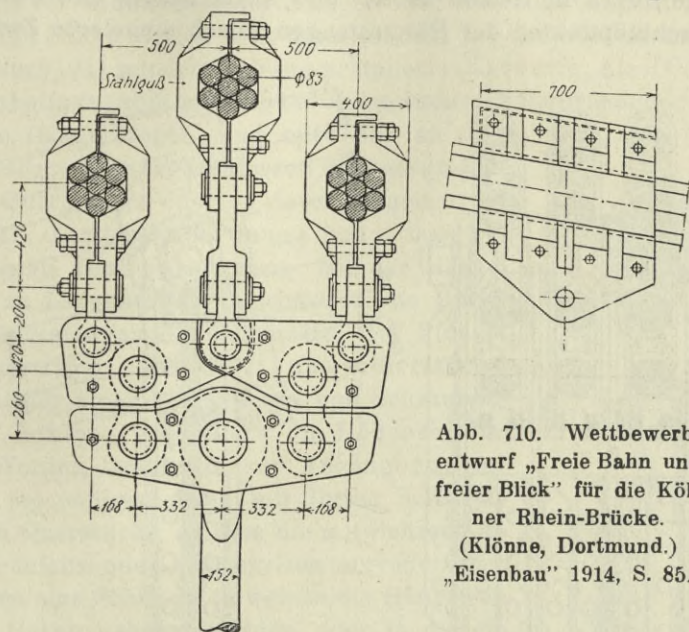


Abb. 710. Wettbewerb-entwurf „Freie Bahn und freier Blick“ für die Kölner Rhein-Brücke. (Klönne, Dortmund.) „Eisenbau“ 1914, S. 85.

ist es, daß bei dieser Anordnung der vollkommen getrennten Führung alle Seile gleichmäßig zum Tragen kommen. Nebeneinander liegende, parallele Seile finden sich bei vielen französischen Draht-

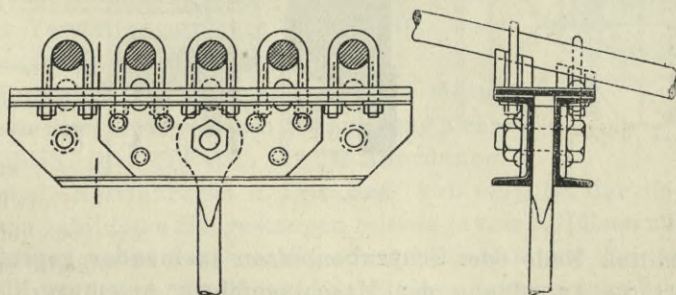


Abb. 711.

seilbrücken. Die Hängestangen sind bei ihnen an bügelförmigen Reitern befestigt. Eine geeignete Anordnung dafür zeigt Abb. 711. Zur Anhängung dienen doppelte Γ -Eisen, mit deren Flanschen die Seile abwechselnd durch gebogene Rundeisen unter Zwischenlage- rung passender Futterstücke verbunden sind.

Auch unter den Wettbewerbentwürfen für die Kölner Rhein-Brücke sind mehrere, welche das Kabel aus einer größeren Zahl von parallel geführten, durch Zwischenräume getrennten Drahtseilen bilden. Die Seile liegen in Reihen neben- und übereinander und werden in den Anschlußpunkten der Hängestangen durch eingelegte Zwischen-

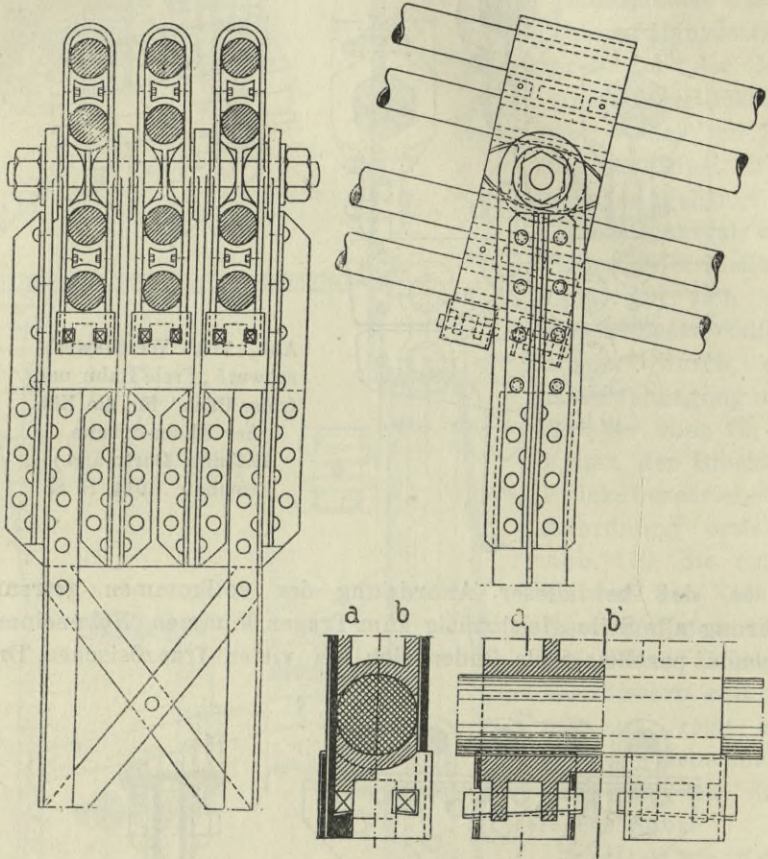


Abb. 712.

stücke mittels Keile oder Schraubenbolzen aneinander gepreßt. Abb. 712 zeigt die Anordnung der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg. Zwischen die Seile einer jeden senkrechten Reihe werden entsprechend geformte Stahlgußstücke eingelegt. Die ganze Seilgruppe umschlingt eine Flacheisenschleife, die unten innere Vorsprünge hat und durch unten aufgeschobene Flacheisenringe zusammengehalten wird. Zwischen die Vorsprünge und das unterste Einlagstück werden Keile getrieben, wodurch alle Teile der senkrechten Reihe fest zu-

sammengepreßt werden. Das mittelste Einlagstück nimmt in einer Durchbohrung den durch alle Seilreihen hindurchgehenden Bolzen auf, an den die steife Hängestange mittels vier Flacheisen angeschlossen ist. Ähnliche Anordnungen der Aufhängevorrichtung bei getrennten Seilen finden sich auch in dem bei dem Kölner Brücken-Wettbewerb 1911 mit dem 1. Preise prämierten Entwurfe „Alaaf Colonia“ der Gutehoffnungshütte, sowie bei einem zweiten Entwurfe dieser Firma.

Die Hängestangen sind entweder an den Versteifungsträger angeschlossen oder sie greifen an den Querträgern oder an deren ausgekragten Enden an. Letztere Anordnung findet man bei den meisten Drahtseilbrücken. Bei der Hängebrücke zu Langenargen durchsetzen die Rundeisen-Hängestangen die Eckansätze der Pfosten und Querträger (Abb. 702) und unterstützen diese mittels einer Vorlegplatte und Schraubemutter. Letztere ermöglicht die Höhenregulierung. Werden Drahtseile zur Anhängung verwendet, so endigen diese mit ihrem Seilkopfe in einem Querstücke, an dem die mit Schraubemuttern aufsitzenden Anhängeseile angreifen oder sie bilden eine Schlinge, in welche die Hängeseile mittels Haken gehängt werden oder in die ein stählernes Sattelstück eingesetzt wird, an dem beiderseits wieder die Anhängeseile angreifen. Bei der Manhattan-Brücke tragen die doppelten Anhängeseile mit ihren Köpfen unmittelbar den Gurt des Versteifungsträgers (Abb. 713).

Die mehrfache Aufhängung, wie sie sich an älteren Kettenbrücken zumeist findet, ist wegen der Unsicherheit einer gleichen Anspannung nicht zu empfehlen. Dies gilt auch für die Anordnung der Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest (Abb. 697), bei der die steifen aus E-Eisen gebildeten Hängestangen mittels je vier in Hülsen sitzenden Rundeisenstangen an den Querträger angeschlossen sind. Bei dem jetzt in Ausführung stehenden Umbau der älteren Kettenbrücke wird diese doppelte Anhängung vermieden (Abb. 698)¹⁾. Die aus zwei I-Eisen bestehende Hängestange endigt unten in einem Querstücke, das in seiner Mitte zwei Hülsen trägt, welche die Anhäng-Rundeisen auf-

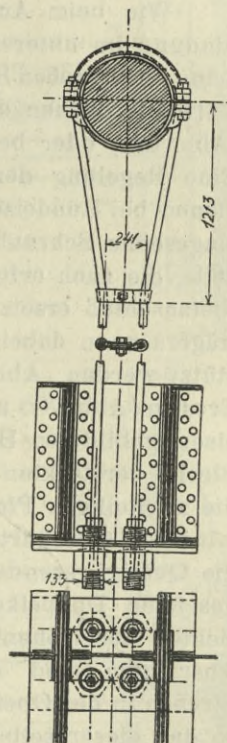


Abb. 713.

¹⁾ Die Abb. 698 u. 725 entstammen einer vom Prof. Dr. A. Hawranek freundlichst zur Verfügung gestellten Aufnahme.

nehmen. Letztere stecken mit ihren unteren Enden wieder mit etwas Spielraum in zwei gleichen am Querträger befestigten Hülsen. Die aufgesetzten Schraubenmutter ermöglichen ein Ausrichten der Höhenlage. Die oberen Hülsen sind an das Querstück seitlich angenietet. Die unteren Hülsen gehen durch einen Schlitz des Querträger-Stehbleches und haben zu dem Zweck nur eine Öse vorgebildet, während die zweite Öse erst nach Einführung in den Schlitz angebogen wird.

Wie beim Anschluß an die Kette bilde man auch die Verbindung im unteren Anhängepunkte so aus, daß die Hängestangen keine allzu großen Biegemomente aufzunehmen haben. Die neueren Entwürfe ordnen daher meist ein Bolzengelenk in der Trägerebene (Abb. 699) oder bei steifen Hängestangen auch ein Blattgelenk an. Eine Regelung der Höhenlage soll möglich gemacht sein. Hiezu dienen bei Rundeisenhängestangen entweder die Kopfschrauben oder eingesetzte Schraubenschlösser, bei steifen Hängern auch Nachstellkeile, die nach erfolgter Ausregulierung der Höhenlage durch festen Nietanschluß ersetzt werden können. Das Anheben des Versteifungsträgers kann dabei durch Winden oder Druckwasserpressen unterstützt werden. Abb. 714 zeigt die Anordnung der Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 705 und 706)¹⁾. Die mit \oplus Querschnitt aus vier Winkel-eisen gebildeten Hängestangen greifen an den durch aufgenietete Bleche verstärkten Enden der Querträger an. Letztere reichen durch die zweiteiligen Pfosten des Versteifungsträgers hindurch und sind mit ihrem Obergurte an sie angeschlossen. Während der Montage ruhten die Querträgerenden auf den in die Enden der Hängestangen eingesetzten Doppelkeilen k und wurden erst nach erfolgtem Ausrichten der Höhenlage mit den Hängestangen vernietet. Vor dem Ausrichten sind die provisorischen Schraubenverbindungen der Streben in den Obergurtknoten des Versteifungsträgers gelöst worden, so daß dieser selbst spannungslos und das ganze Eigengewicht auf die Kette übertragen wurde, die dadurch ihre richtige Form annahm. Es blieb dann noch der Träger selbst auszurichten und geschah das Anheben oder Senken an den Hängestangen durch Nachstellen oder Lüften der Keile k , wozu man sich eines Hebels H bediente, dessen Ende durch eine Winde gehoben oder gesenkt werden konnte. Zum Schlusse erfolgte das Vernieten der Streben und der Hängestangen-Anschlüsse.

Bei der Mehrzahl der ausgeführten Drahtseilbrücken hängen die Kabel nicht in lotrechten, sondern in der Mittelöffnung in zueinander geneigten Ebenen. Die Neigung gegen die Lotrechte be-

¹⁾ Dr. Ing. Trauer, Die Kaiser-Brücke in Breslau. „Der Eisenbau“ 1911, S. 45 u. f.

trägt 1:20 bis 1:6 (Brücke zu Langenargen). Man hat damit eine Erhöhung der seitlichen Stabilität und eine Entlastung des wagrechten Windverbandes bezweckt, doch ist der gegenüber lotrechten

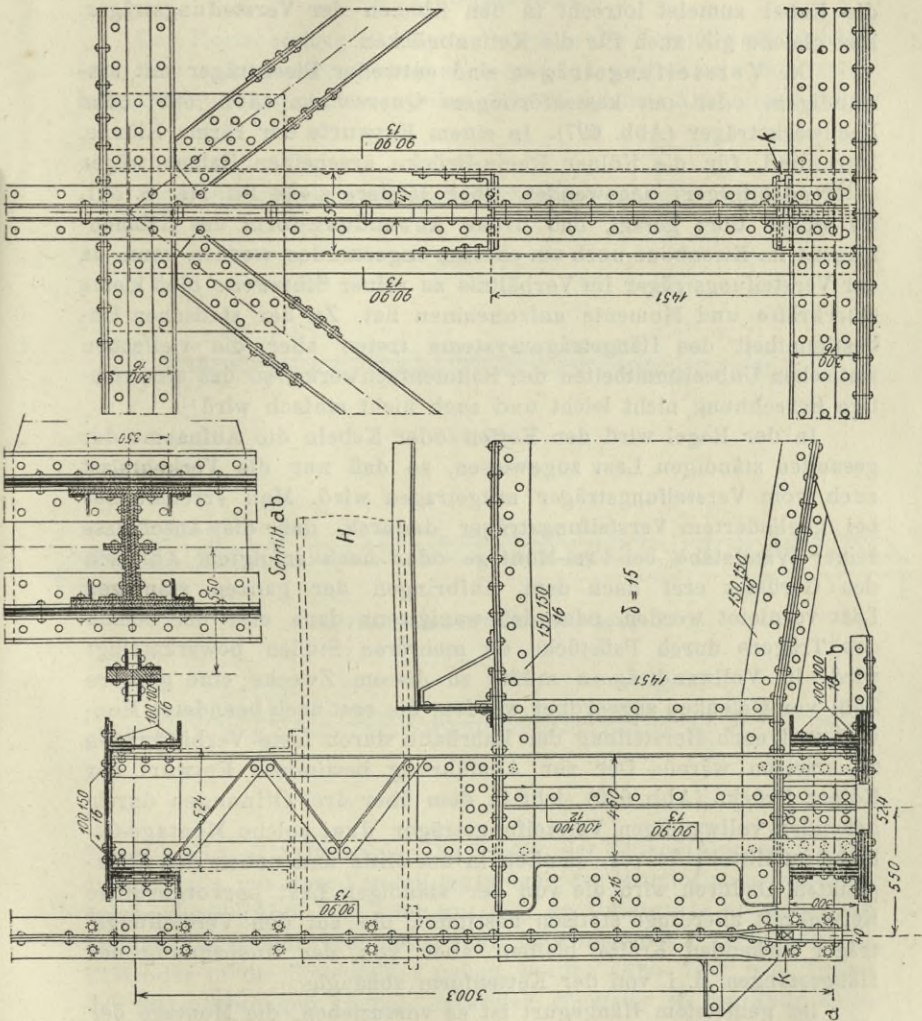


Abb. 714. Kaiser-Brücke in Breslau. Anhängung des Versteifungsträgers.

Tragwänden erzielte Gewinn kein sehr großer und es kann das Schiefziehen der Kabel auch recht ungünstige Nebenspannungen zur Folge haben. Schiefliegende Kabel oder Ketten bieten aber den Vorteil, daß besonders bei Steinpylonen durch deren weiteres Aus-

einanderrücken die Fahrbahnbreite über den Pfeilern nicht geschmälert wird. (Entwurf „Alaaf Colonia“ für die Kölner Rhein-Brücke.) Bei den letzterbauten oder projektierten großen Kabelbrücken (Manhattan-Brücke, Kölner Rhein-Brücken-Entwürfe) liegen die Kabel zumeist lotrecht in den Ebenen der Versteifungsträger. Das gleiche gilt auch für die Kettenbrücken.

Die Versteifungsträger sind entweder Blechträger mit einwandigem oder mit kastenförmigem Querschnitt (Abb. 699) oder Fachwerksträger (Abb. 697). In einem Entwurfe der Firma Klönne, Dortmund, für die Kölner Rhein-Brücke erscheinen Rahmenträger (Vierendeelträger) angewendet. Über letztere siehe Bd. III, S. 301. Es wurde dort gesagt, daß diese Anwendungsform des Rahmenträgers im Eisenbaue noch am ehesten zugestanden werden kann, da der Versteifungsträger im Verhältnis zu seiner Stützweite bloß kleine Querkräfte und Momente aufzunehmen hat. Zu der statischen Unbestimmtheit des Hängeträgersystems treten aber die vielfachen statischen Unbestimmtheiten des Rahmenfachwerks, so daß eine richtige Berechnung nicht leicht und auch nicht einfach wird¹⁾.

In der Regel wird den Ketten oder Kabeln die Aufnahme der gesamten ständigen Last zugewiesen, so daß nur die Verkehrslast auch vom Versteifungsträger mitgetragen wird. Man erreicht dies bei gegliedertem Versteifungsträger dadurch, daß die Anschlüsse seiner Wandstäbe bei Frei-Montage oder nach erfolgtem Ablassen des Gerüsts erst nach dem Aufbringen der ganzen ständigen Last vernietet werden, oder daß wenigstens dann erst der Schluß des Trägers durch Paßstücke an mehreren Stellen bewerkstelligt wird. In Vollwandträgern müßte zu diesem Zwecke eine größere Zahl von Gelenken angeordnet werden, die erst nach beendeter Montage und nach Herstellung der Fahrbahn durch feste Verbindungen zu ersetzen wären. Der zur Ausführung bestimmte Entwurf der Kölner Brücke (Abb. 689) sieht in dem über drei Öffnungen durchgehenden vollwandigen Versteifungsträger drei solche Montage-Gelenke im Mittelfelde vor, nämlich in der Mitte und neben den Stützpunkten. Dadurch wird die von der ständigen Last hervorgerufene Kettenkraft allerdings statisch bestimmt, die auf den Versteifungsträger wirkenden Kräfte bleiben aber von der Anspannung der Hängestangen, d. i. von der Kettenform abhängig.

Bei genietetem Hängegurt ist es vorzuziehen, die Montage der Versteifungsträger auf dem Gerüst vor dem Aufbringen der vollen

¹⁾ Dr. techn. Josef Vincenz, Der durch einen Vierendeelträger versteifte Stabbogen. Techn. Blätter Prag 1917.

ständigen Last zu beenden, so daß letztere vom Hängegurt und Versteifungsträger gemeinsam getragen wird.

Hängeträger mit ganz oder teilweise aufgehobenem Horizontalzuge.

Der Horizontalzug der Ketten wird in die Verankerung geleitet (Abb. 705 u. a.), er kann aber auch ganz oder teilweise vom Versteifungsträger aufgenommen werden. Für die letztere Anordnung geben

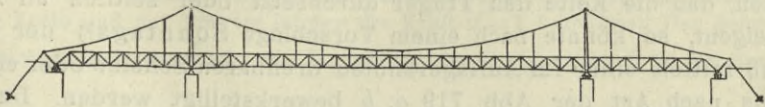


Abb. 715.

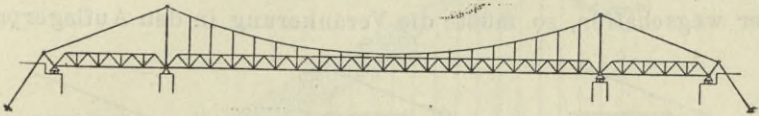


Abb. 716.

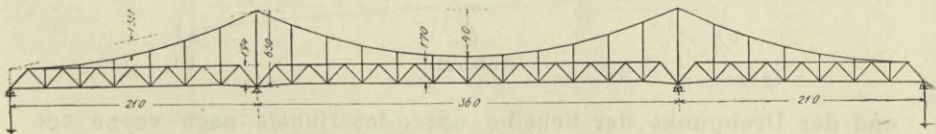


Abb. 717. March-Brücke bei Napagedl.

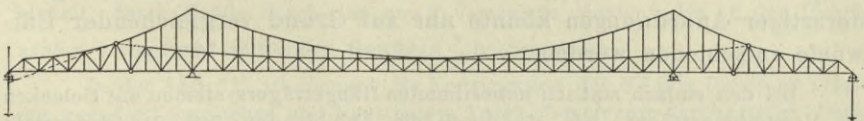


Abb. 718.

die Abb. 715—718 Beispiele. Die Träger der Seitenöffnungen sind in diesem Falle mit dem Versteifungsträger der Mittelöffnung entweder durchgehend (Abb. 715) oder mit ihm im Untergurte gelenkig verbunden. Die Gelenkverbindung kann über die Mittelstützen (Abb. 716, 717) oder in die Seitenfelder gelegt werden (Abb. 718). Die Träger der Seitenöffnungen können entweder ebenfalls an die Kette angehängt (Abb. 715) oder von ihr unabhängig sein (Abb. 716). Je nachdem die mit dem Trägerende verbundene Ankerkette schräg oder senkrecht geführt ist, wird ein Teil oder die ganze Horizontalkraft in den Träger geleitet. Endet die Kette am Träger, so ist ein auf-

tretender negativer Endstützdruck durch eine entsprechende Lagerung oder durch lotrechte Verankerung des Trägerendes aufzunehmen. Anstatt wie in Abb. 717 die Kette mit dem Obergurt des Trägers der Seitenöffnungen zu verbinden¹⁾, ist es für dessen Beanspruchung günstiger, sie von seiner Achse ausgehen zu lassen (Kölner Brücke Abb. 689) oder die Anschlußstelle an den Untergurt zu verlegen, besonders dann, wenn die seitlichen Träger nicht an die Kette gehängt sind, da in diesem Falle die Horizontalkraft ein Gegenmoment zur lotrechten Belastung liefert. Soll dabei vermieden werden, daß die Kette den Träger durchsetzt oder seitlich an ihm vorbeigeht, so könnte nach einem Vorschlage Sonntags²⁾ der Anschluß mittels einer im Auflagerknoten drehbaren Scheibe oder eines Hebels nach Art der Abb. 719 *a*, *b* bewerkstelligt werden. Durch Anwendung eines ungleicharmigen Hebels ließe sich die Ankerkraft herabmindern. Wollte man auch das Drehmoment auf den Ankerpfeiler wegschaffen, so müßte die Verankerung in den Auflagerpunkt

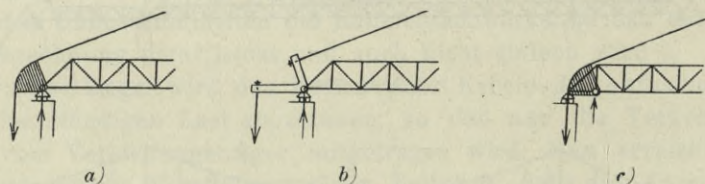


Abb. 719.

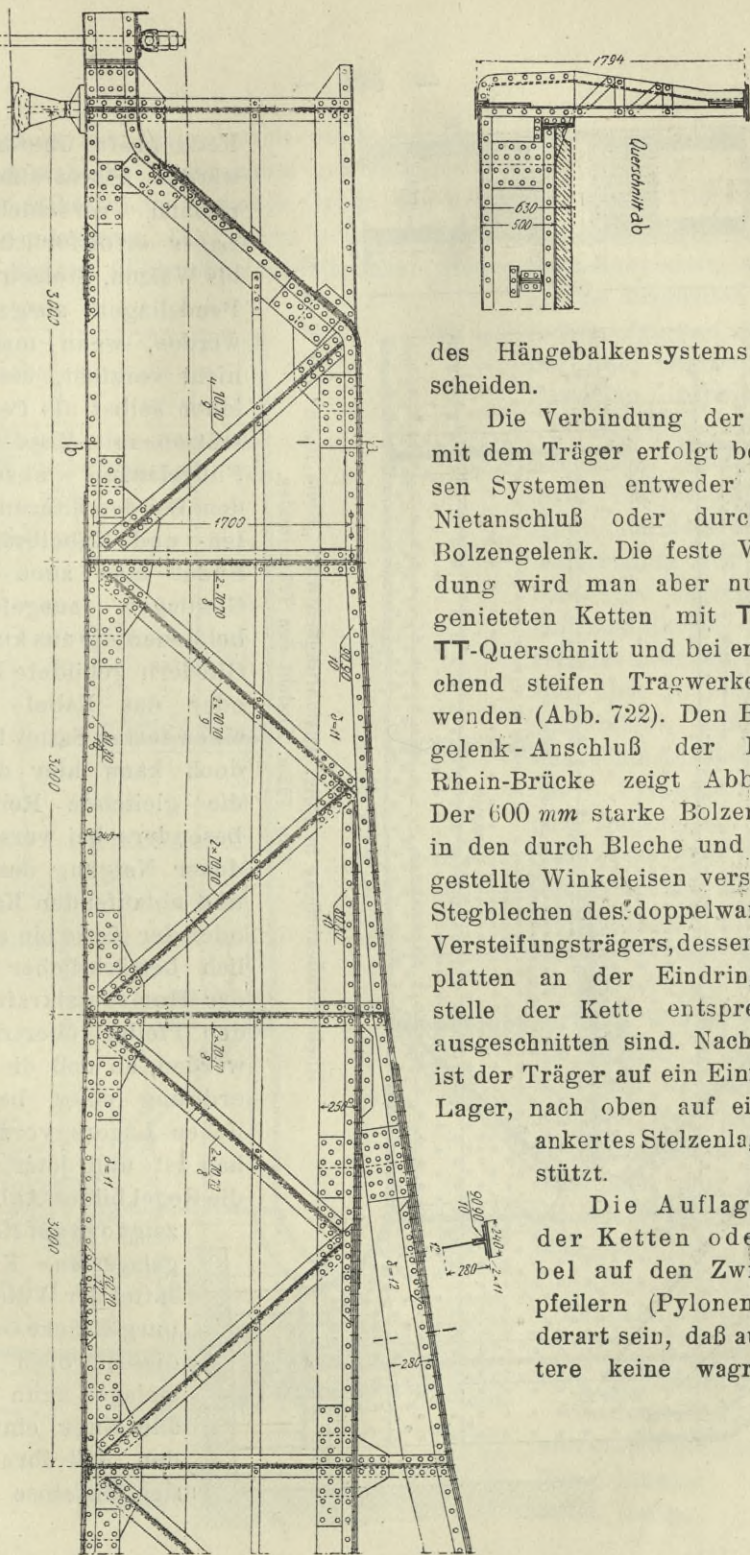
und der Drehpunkt der Scheibe oder des Hebels nach vorne auf den Träger gelegt werden (Abb. 719 *c*), womit für letzteren allerdings eine Mehrbelastung verbunden ist. Über die Zweckmäßigkeit derartiger Anordnungen könnte nur auf Grund vergleichender Entwürfe entschieden werden.

Bei den einfach statisch unbestimmten Hängträgersystemen mit Gelenken im Versteifungsträger, wie sie durch die Abbildungen 716—718 dargestellt sind, kann das Moment bezogen auf die Achse des Versteifungsträger in einem beliebigen Querschnitte allgemein $M = \mathfrak{M} - Hy$ gesetzt werden. Hierin ist \mathfrak{M} das Moment der äußeren Kräfte bei Weglassung der Kette und y eine von einer bestimmten Linie a_1, c_1, b_1 (Abb. 720) gemessene Ordinate des Kettenpolygons. Für einen Gelenkträger, (dessen Gelenke auch über den Mittelstützen liegen können), wird diese Linie wie folgt erhalten. Man zieht durch den in der Auflagerlotrechten und in der Horizontalen durch die Gelenkpunkte *C* gelegenen Punkt *a* einen Linienzug *a, c, b, m*, der durch die über den Gelenken liegenden Kettenpunkte *c* geht, und trägt von diesem Linienzuge die Höhen zwischen der

¹⁾ Dr. techn. Alf. Hawranek, Durch eine Kette versteifte Träger mit aufgehobenem Horizontalschub. „Eisenbau“ 1910, S. 306 und 349.

²⁾ Siehe oben „Eisenbau“ 1911, S. 187 u. f.

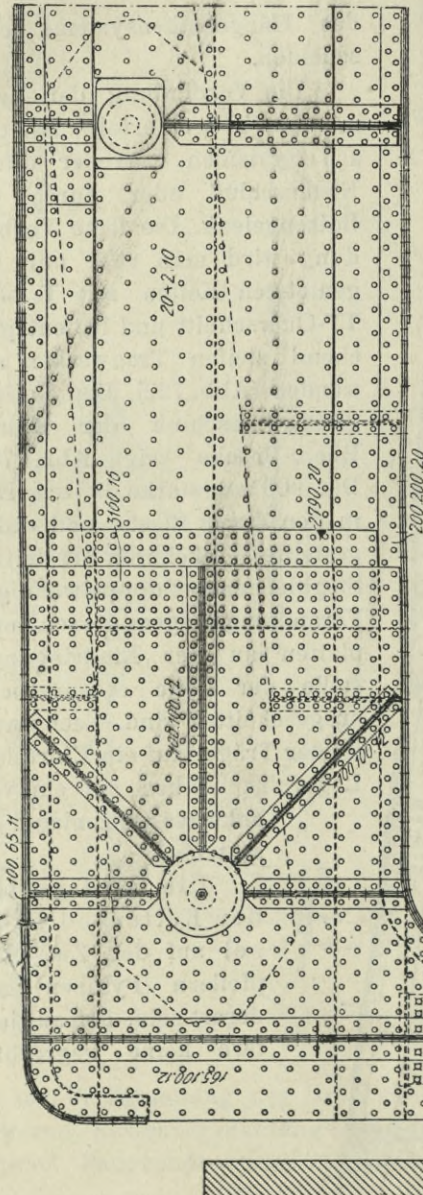
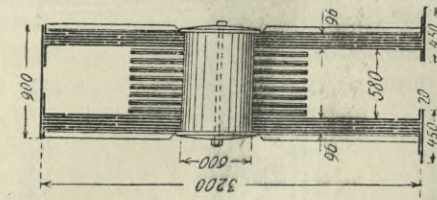
Abb. 722. Brücke über die March bei Napagedl. Trägerende. (Prof. Dr. Hawranek, "Eisenbau" 1910).



des Hängbalkensystems entscheiden.

Die Verbindung der Kette mit dem Träger erfolgt bei diesen Systemen entweder durch Nietanschluß oder durch ein Bolzengelenk. Die feste Verbindung wird man aber nur bei genieteten Ketten mit T oder TT-Querschnitt und bei entsprechend steifen Tragwerken anwenden (Abb. 722). Den Bolzengelenk-Anschluß der Kölner Rhein-Brücke zeigt Abb. 723. Der 600 mm starke Bolzen sitzt in den durch Bleche und radial gestellte Winkeleisen versteiften Stegblechen des doppelwandigen Versteifungsträgers, dessen Kopfplatten an der Eindringungsstelle der Kette entsprechend ausgeschnitten sind. Nach unten ist der Träger auf ein Einrollen-Lager, nach oben auf ein verankertes Stelzenlager gestützt.

Die Auflagerung der Ketten oder Kabel auf den Zwischenpfeilern (Pylonen) soll derart sein, daß auf letztere keine wagrechten



Rhein-Straßenbrücke in Köln. Ausführungsentwurf „Freie Bahn“ der M. A. N.
Abb. 723 a. Ansicht des Trägereendes.

Kettenkräfte übertragen werden. Hierzu sind horizontal verschiebliche Lager erforderlich, die als Walzen, Stelzen oder Pendellager ausgeführt werden, wenn man es nicht vorzieht, die Pylonen selbst als Pendelstützen mit Kopf- und Fußgelenken auszubilden. Bei den älteren Ketten- und Kabelbrücken findet man auch bloß Gleitlager ausgeführt, bei denen die aus kurzen Gliedern gebildete Kette oder das Kabel über einen festen Sattel läuft; doch kann hier durch die gleitende Reibung besonders bei verschiedener Neigung des an- und ablaufenden Kabels oder der Kette ein ziemlich beträchtlicher Teil der Horizontalkraft auf den Pfeiler übertragen werden, so daß die Anordnung eines beweglichen Lagers vorzuziehen ist und jetzt auch die Regel bildet. Abb. 724 zeigt den auf Rollen gelagerten Kabelsattel der Williamsburg-Brücke. Gegen diese großen Rollenlager kann man allerdings einwenden, daß ihre widerstandslose Be-

weglichkeit bei ihrer durch die hohe Lage erschwerten Instandhaltung auf die Dauer kaum gewährleistet ist, so daß dann auch Horizontalkräfte in ähnlicher Größe wie bei einem festen Gleitlager auftreten können. Die zuletzt erbaute East-River-Brücke, die Manhattan-Brücke (Abb. 685), erhielt daher wieder feste Kabelsättel und die sie tragenden eisernen Pylonen sind mit dem steinernen Unterbau verankert und als eingespannte Kragträger für die an ihrer Spitze angreifende, aus dem Gleitwiderstande des Kabels sich ergebende Horizontalkraft berechnet worden. Sie sind aber so schlank ausgebildet, daß die wagrechte Ausbiegung des Pylonenkopfes bald jenes Maß erreicht, das der Verschiebung der Kabelstützpunkte infolge Belastung oder Temperaturwirkung entspricht. Wollte man die hohen Pylonen von den wagrechten Kräften frei halten, so wären sie als Pendelstützen mit Fußgelenken auszubilden, eine Anordnung, die Lindenthal für die

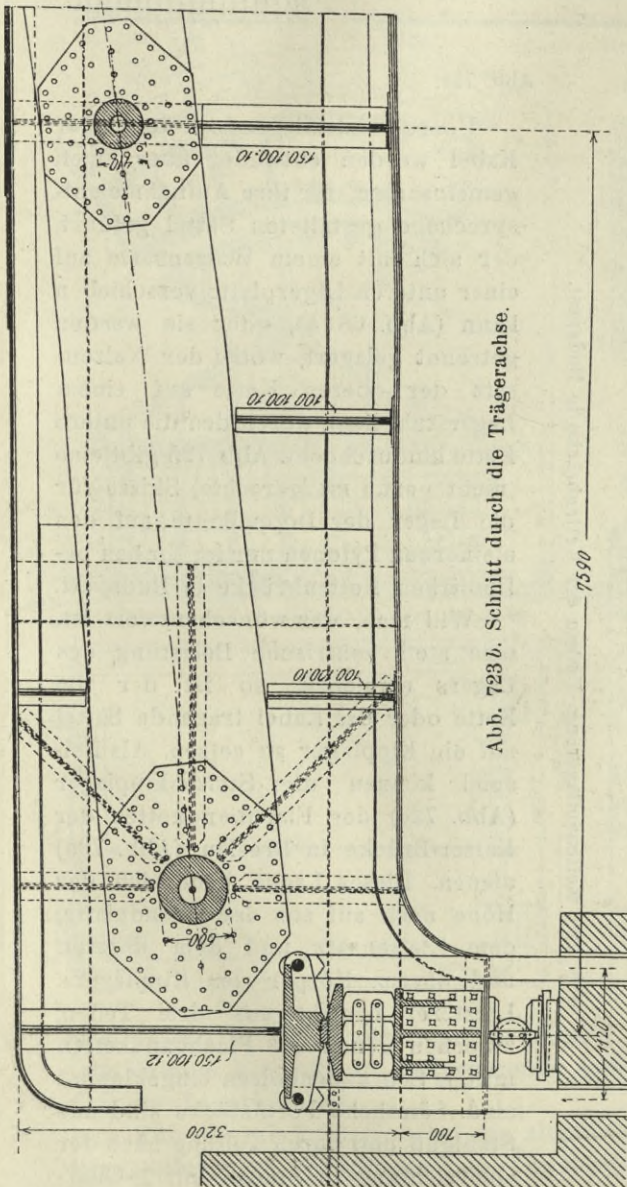


Abb. 723 b. Schnitt durch die Trägerachse.

die sie tragenden eisernen Pylonen sind mit dem steinernen Unterbau verankert und als eingespannte Kragträger für die an ihrer Spitze angreifende, aus dem Gleitwiderstande des Kabels sich ergebende Horizontalkraft berechnet worden. Sie sind aber so schlank ausgebildet, daß die wagrechte Ausbiegung des Pylonenkopfes bald jenes Maß erreicht, das der Verschiebung der Kabelstützpunkte infolge Belastung oder Temperaturwirkung entspricht. Wollte man die hohen Pylonen von den wagrechten Kräften frei halten, so wären sie als Pendelstützen mit Fußgelenken auszubilden, eine Anordnung, die Lindenthal für die

Manhattan-Brücke empfahl und die wir auch bei den meisten

Wettbewerb-Entwürfen für die Kölner Rhein-Brücke vertreten finden.

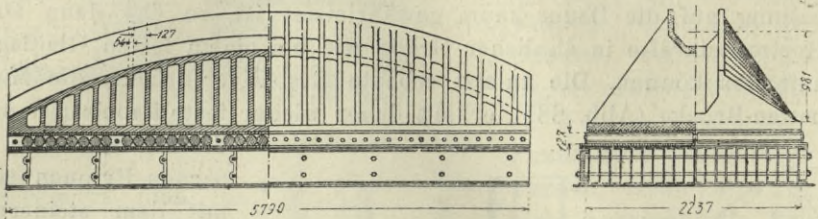
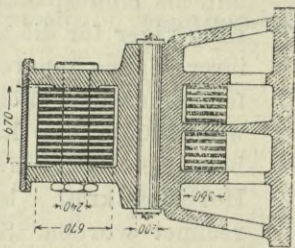


Abb. 724.



Übereinanderliegende Ketten oder Kabel werden entweder über einen gemeinsamen, für ihre Aufnahme entsprechend gestalteten Sattel geführt, der sich mit einem Walzensatz auf einer unteren Lagerplatte verschieben kann (Abb. 681 b), oder sie werden getrennt gelagert, wobei der Walzensatz der oberen Kette auf einem Lagerstuhl liegt, durch den die untere Kette hindurchgeht. Abb. 725 gibt eine (nicht genau maßgerechte) Skizze für die Lager der Doppelkette auf den steinernen Pylonen der im Umbau befindlichen Kettenbrücke in Budapest.

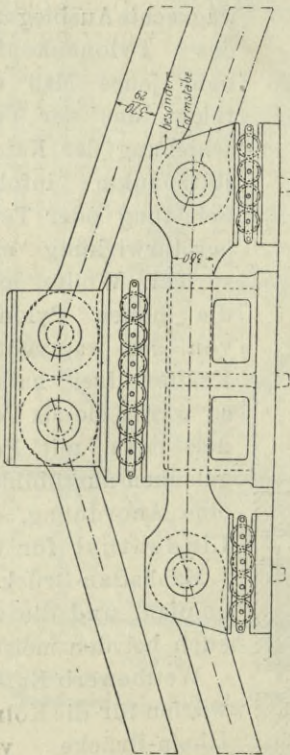


Abb. 725. Kettenauflagerung. Umbau der Kettenbrücke in Budapest.

Will man, was wünschenswert ist, eine stets zentrische Belastung des Lagers erreichen, so ist der die Kette oder das Kabel tragende Sattel auf ein Kipplager zu setzen. Als Beispiel können die Stelzenkipplager (Abb. 726) der Flachbandketten der Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 705) dienen. Dieses Lager baut sich der Höhe nach auf aus der Grundplatte, dem Stelzensatz und dem unteren und oberen Körper des Kipplagers. Letzterer besteht aus drei Teilen, zwischen denen die Flachbandketten mittels Schraubenbolzen eingeklemmt sind. Sämtliche Formstücke sind aus Stahlguß und durch Teilung nach der Querrichtung in Stücke mit I-Quer-

schnitt zerlegt, die durch durchgezogene Schraubenbolzen miteinander verbunden sind. Zwischen die doppelte Grundplatte ist ein mit Paraffin bestrichenes 5 mm starkes Kupferblech eingelegt und kann die obere Platte auf der unteren durch seitliche, mittels Spannschlösser zu stellende Keile verschoben werden, um die Stelzen

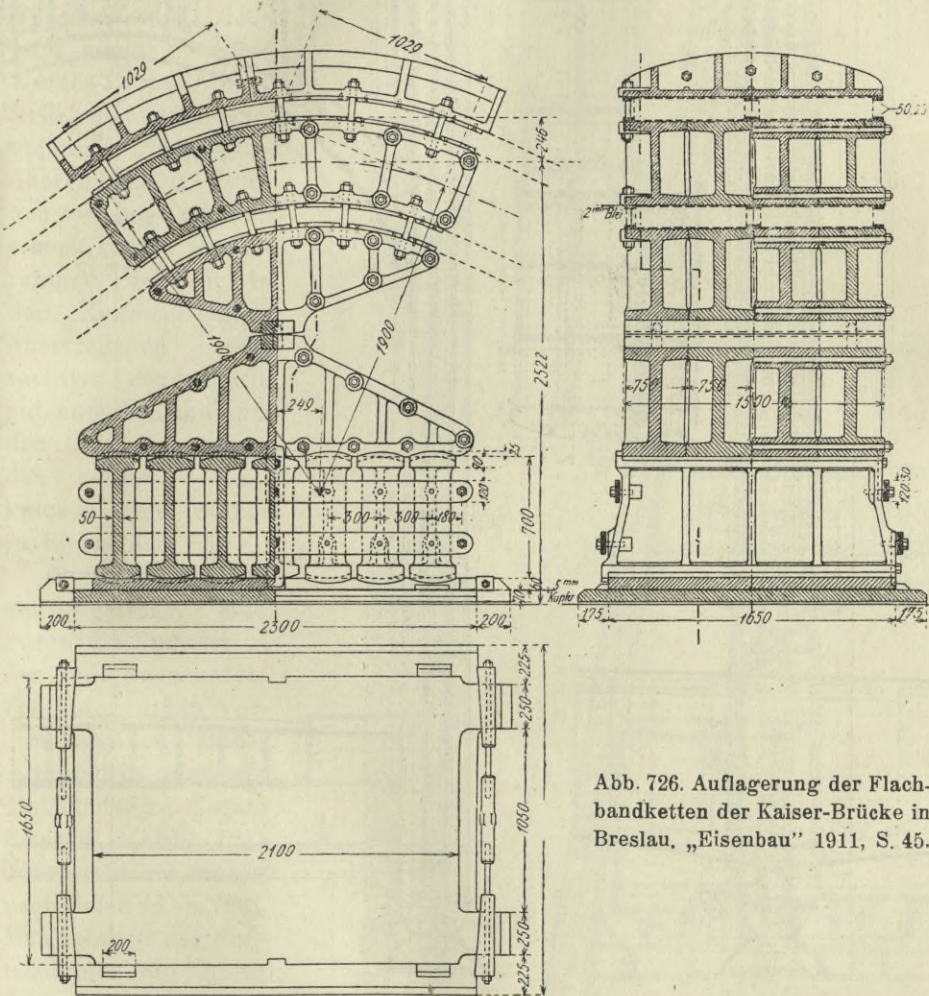


Abb. 726. Auflagerung der Flachbandketten der Kaiser-Brücke in Breslau, „Eisenbau“ 1911, S. 45.

nach Bedarf in senkrechte Lage zu bringen. Die mittelste Stelze hat zahnförmige Eingriffe in entsprechende Ausschnitte der Grundplatte und des Lagerkörpers.

Für eiserne Pylonen wird im allgemeinen die Ausbildung als Pendelstützen zu bevorzugen sein. Die Ketten werden hier entweder

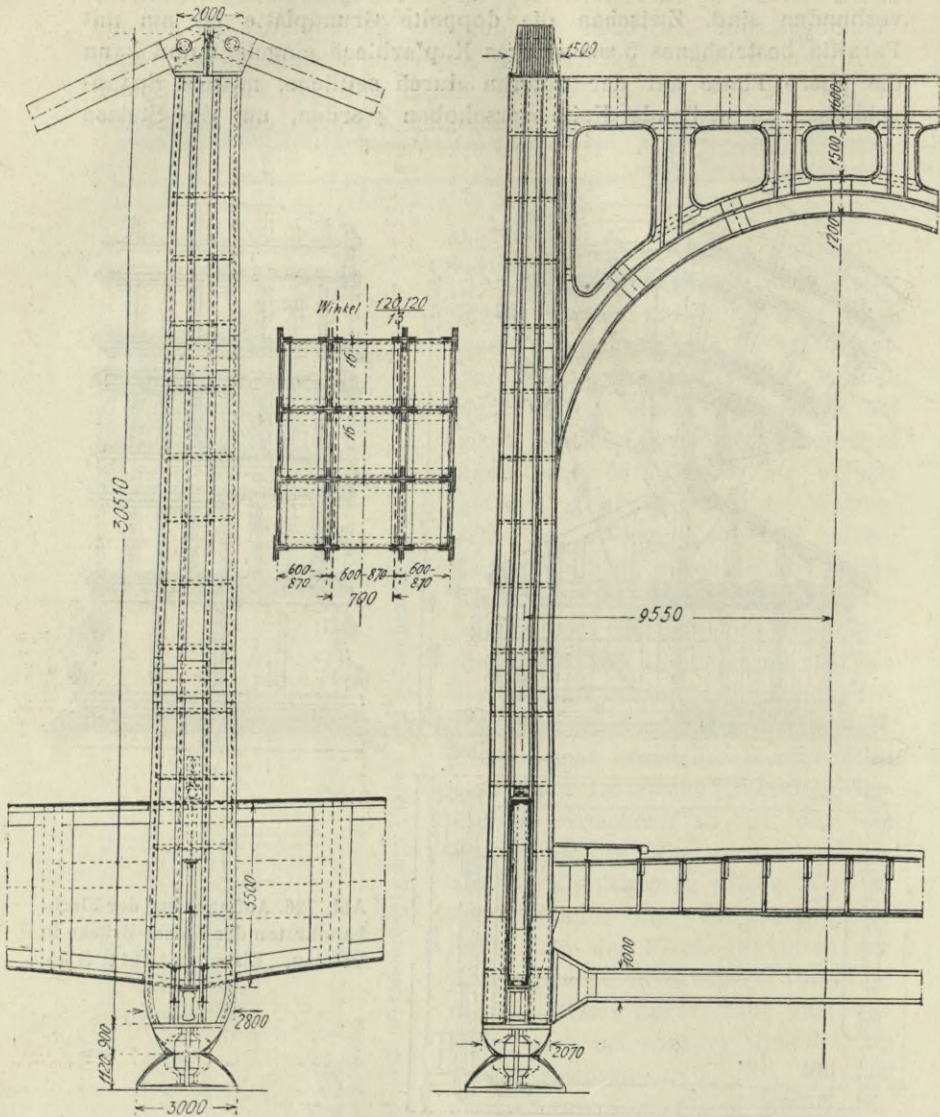


Abb. 727. Pylonen der Kölner Rhein-Brücke. Ausführungsprojekt „Freie Bahn“.

mit einfachen oder doppelten Gelenkbolzen unmittelbar an den Pylonenkopf angeschlossen (Elisabeth-Brücke in Budapest, Ausführungsentwurf der Kölner Rhein-Brücke, Abb. 727), Kabel werden auf damit fest verbundene Sättel gelagert. Von einer Kipp Lagerung

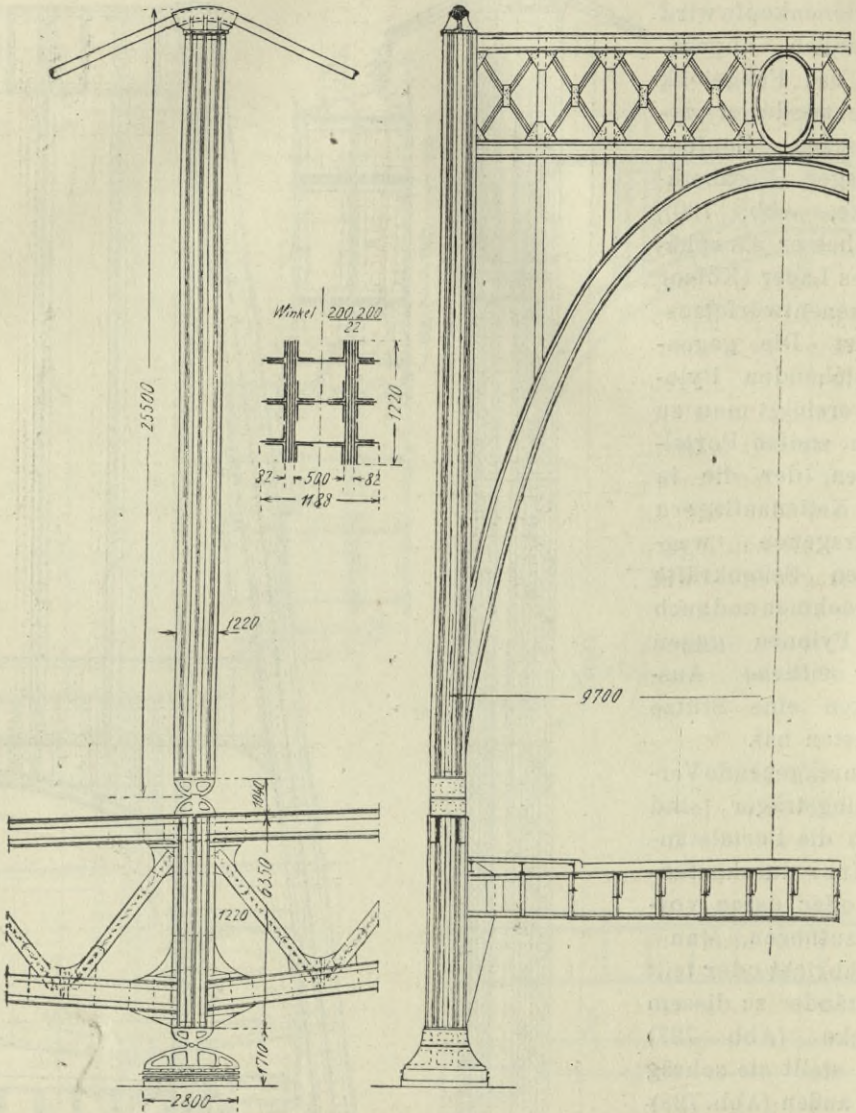


Abb. 729. Pylone des Wettbewerbentwurfes „Fortschritt“ (Akt.-G. Hein, Lehmann & Co., Düsseldorf) für die Kölner Rhein-Brücke.

Verkehrsbreite durch sie nicht eingeschränkt wird; doch ist diese Anordnung wegen der Übertragung der wagrechten Seitenkräfte auf die frei stehenden Obergurte der Versteifungsträger und wegen ihres wenig befriedigenden Aussehens nicht sehr zu empfehlen.

Der Versteifungsträger hat längsverschiebliche Auflager zu erhalten, die erforderlichenfalls sowohl einen nach unten wie nach oben

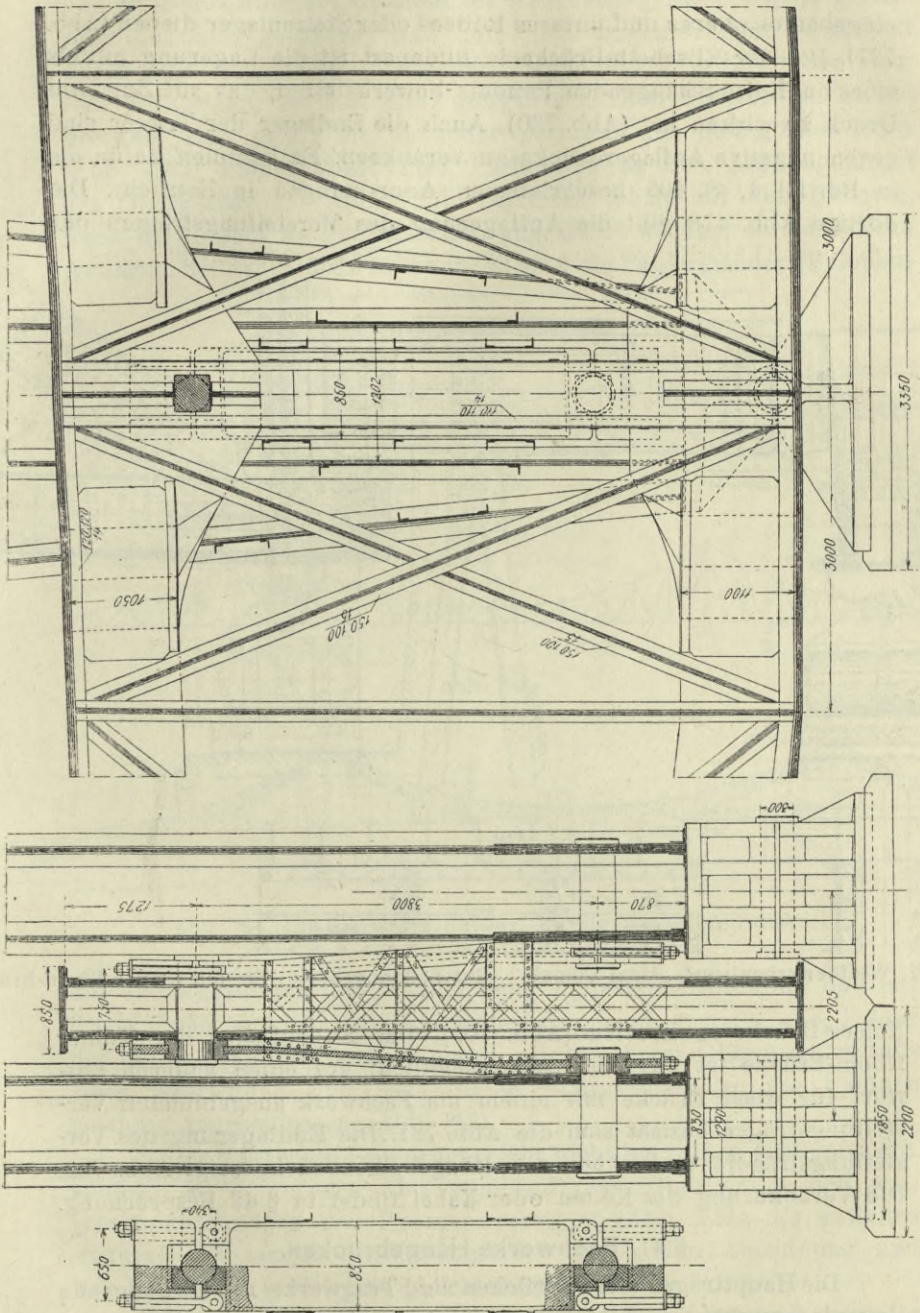


Abb. 780. Kaiserin Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest. Auflager des durchgehenden Versteifungsträgers.

gerichteten Druck aufnehmen müssen. Hiezu kann ein in den Pylonen eingebautes oberes und unteres Rollen- oder Stelzenlager dienen (Abb. 727). Bei der Elisabeth-Brücke in Budapest ist die Lagerung mittels eines in Bolzen hängenden Pendels bewerkstelligt, das auf Zug und Druck zu wirken hat (Abb. 730). Auch die Endlager der Träger sind gegen negative Auflagerdrucke zu verankern. Es kommen dafür die in Bd. III 1, S. 405 beschriebenen Anordnungen in Betracht. Die dortige Abb. 478 gibt die Auflagerung des Versteifungsträgers der

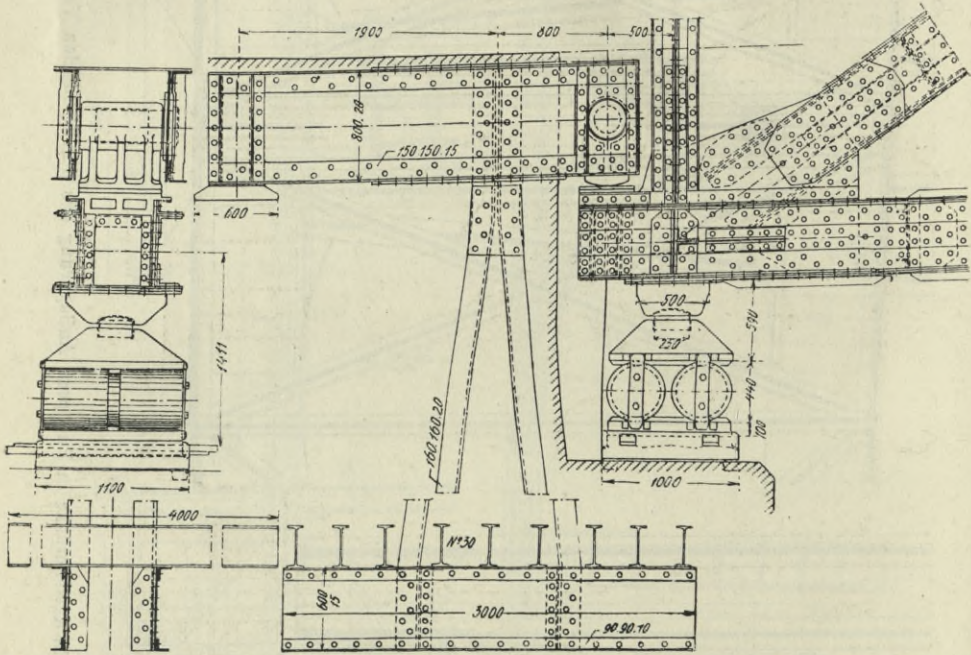


Abb. 731. Wettbewerbentwurf „Alaaf Colonia“ (Gutehoffnungshütte) für die Kölner Rhein-Brücke.

Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 705). Das Endauflager der Kölner Rhein-Brücke ist aus Abb. 723 ersichtlich; auf einen anderen Entwurf für diese Brücke mit einem als Fachwerk ausgebildeten Versteifungsträger bezieht sich die Abb. 731. Die Endlagerung des Versteifungsträgers einer kleineren Hängebalkenbrücke zeigt Abb. 722. Die Verankerung der Ketten oder Kabel findet in § 42 Besprechung.

§ 41. Fachwerks-Hängebrücken.

Die Hauptträger dieser Brücken sind Tragwerke, die als hängende Bogenfachwerke ausgebildet sind. Nach der Führung der Gurtungen können dabei folgende Anordnungen unterschieden werden:

1. Der Untergurt, an dem die Fahrbahn gelegen ist, ist gerade oder schwach gesprengt und mit dem bogenförmigen Obergurt durch eine Ausfachung verbunden. Reicht das Tragwerk über mehrere Öffnungen, so sind die Untergurte an den Pfeilern zu unterbrechen. Man lagert sie entweder getrennt auf bewegliche Lager (Abb. 732), oder schließt ihre Endknoten an den Aufhängepunkt des Obergurtes an (Abb. 733). Letzterer erhält auf den Pylonen, wenn diese nicht als Pendelstützen ausgeführt werden, verschiebliche Auflager. Bei der Brücke in Abb. 740 sind die Pfeilerstände (Pylonen)

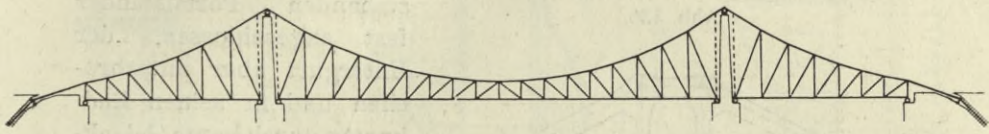


Abb. 732.

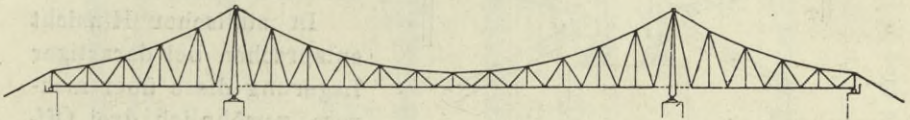


Abb. 733.

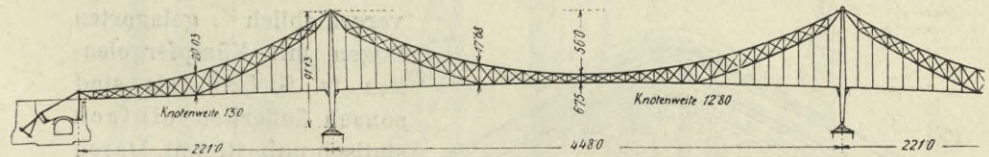


Abb. 734. Lindenthals Entwurf für die Manhattan-Brücke.

mit den Gurtungen der Mittelöffnung in fester Verbindung und mit ihrem Fuße auf ein verschiebliches Kipplager gestellt; die Träger der Seitenöffnungen sind dagegen nur in ihrem Obergurte mittels eines wagrechten und senkrechten Blattgelenkes an die Pylonen gelenkig angeschlossen (Abb. 743).

2. Der wagrechte Untergurt reicht nicht bis zu den Mittelpfeilern, sondern ist in gerader Abbiegung mit dem Obergurt in den Auflagerpunkten über den Pylonen vereinigt (Abb. 734). Es entfallen dadurch die langen Ausfachungsstäbe der ersten Anordnung und der Untergurt erhält eine gleichmäßigere Stärke.

3. Beide Gurtungen sind bogenförmig gekrümmt und entweder nahezu parallel (Abb. 738) oder sichelförmig geführt. Um nicht weitere

statische Unbestimmtheiten in das System zu bringen, sind die Gurtungen über den Pylonen in einem Punkte zusammenzuführen und beweglich zu lagern. Bei getrennter Auflagerung ist entweder (Projekt Lindenthal für die North-River-Brücke) ein Gelenkviereck

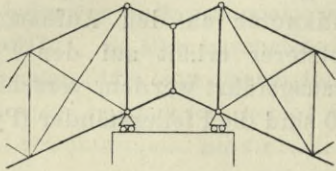


Abb. 735.

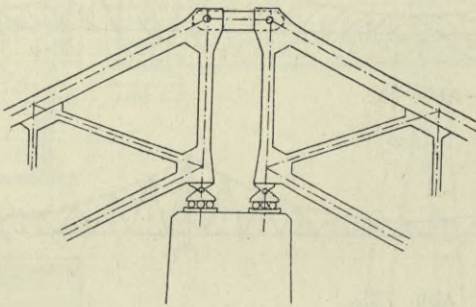


Abb. 736.

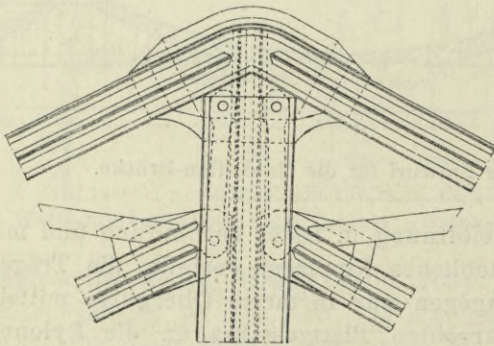


Abb. 737.

einzuschalten (Abb. 735), oder der Untergurt zu unterbrechen (Abb. 736). In dem Entwurfe der Abb. 737 ist der Obergurt an den unten auf einem Fußgelenk stehenden Portalständer fest angeschlossen, der Untergurt aber unterbrochen und in seinen Endknoten durch kurze Gelenkstäbe mit dem Portalständer verbunden.

In statischer Hinsicht entsprechen bei derartiger Lagerung diese über mehrere, gewöhnlich drei Öffnungen reichenden Tragwerke dem durchgehenden, verschieblich gelagerten Bogen mit Kämpfergelenken (s. S. 520), sie sind sonach äußerlich einfach statisch unbestimmt. Durch Anordnung eines Gelenkes im Mittelfelde wird statische Bestimmtheit erzielt. Man kann dabei die Gurte im Gelenke zusammenführen und die Träger als Doppelsichelträger ausbilden (Abb. 739), oder das

Gelenk in einen Gurtknoten legen bei gleichzeitiger Unterbrechung, beziehungsweise Einschaltung eines Blindstabes im anderen Gurte.

Bei Trägern mit geradem Untergurt wird das Gelenk meist in den bogenförmigen Obergurt verlegt (Abb. 741). Eigengewicht und Vollbelastung werden dann vom Obergurt der Mittelöffnung allein getragen, Untergurt und Ausfachung nur bei teilweiser Belastung der

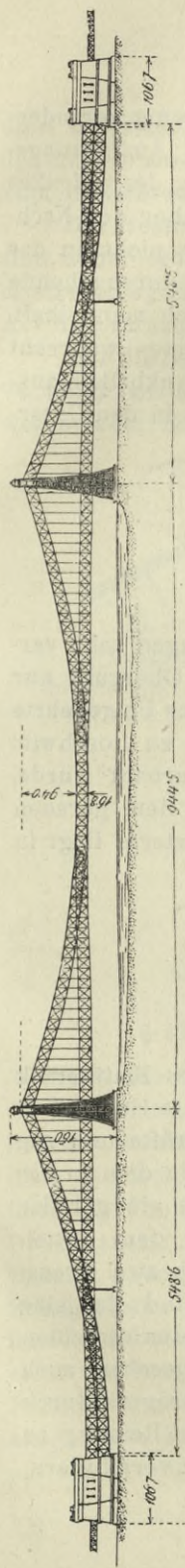


Abb. 738. Die North-River-Brücke nach dem Projekte Lindenthals.

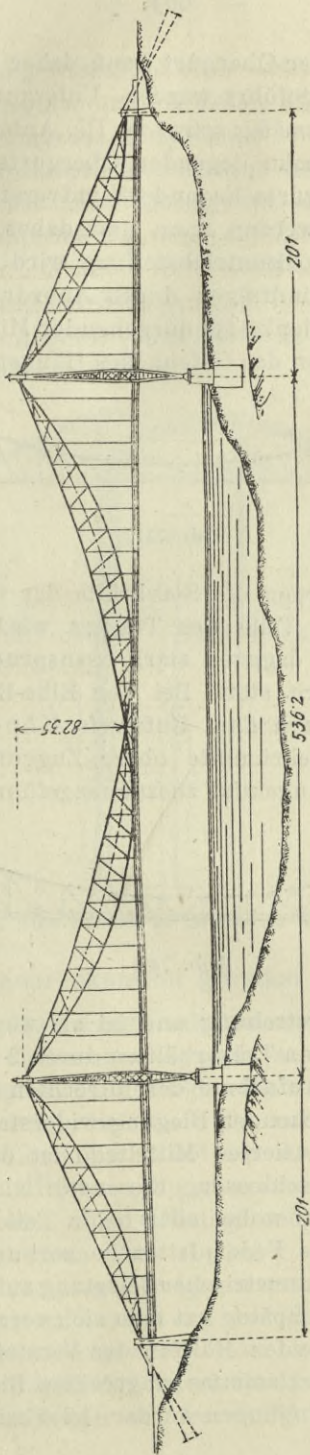


Abb. 739. Lindenthals Entwurf für die Brücke über den St. Lorenzstrom zu Quebec.

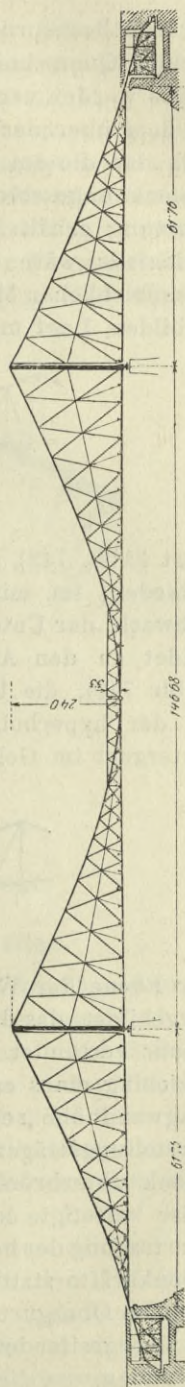


Abb. 740. Straßenbrücke über die Elbe in Loschwitz. (Köpcke.)

Brücke beansprucht. Der Obergurt kann daher mit wenig veränderlichem Querschnitt ausgeführt werden, Untergurt und Ausfachungsstäbe werden verhältnismäßig schwach. Die Anbringung des Gelenkes in dem über der Fahrbahn liegenden Obergurte hat aber den Nachteil, daß die am Untergurte liegende Windverstrebung nicht an das Gelenk angeschlossen werden kann und daher keine durchgehende Gurtung erhält. Die Horizontalabsteifung wird dadurch mangelhaft, jedenfalls wäre der Windträger durch Anordnung eines wagrecht verschieblichen Mittelgelenks als durchgehender Mittelgelenkbalken auszubilden. Legt man aber das Gelenk des Hängeträgers in den Unter-

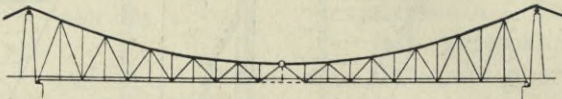


Abb. 741.

gurt (Abb. 742), so werden die Stabkräfte der Gurtungen sehr verschieden; im mittleren Teile des Trägers wird der Obergurt nur schwach, der Untergurt dagegen stark beansprucht. Das Umgekehrte findet an den Auflagern statt. Bei der Elbe-Brücke zu Loschwitz (Abb. 740), die 1893 nach dem Entwurfe Köpckes erbaut wurde, ist der hyperbolisch gekrümmte obere Zuggurt mit dem geraden Untergurt im Gelenk tangential zusammengeführt; letzteres liegt in

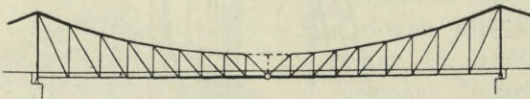


Abb. 742.

der Ebene der Windverstrebung und ist als wagrechtes Blattgelenk ausgebildet, das die beiden Trägerhälften durch 2 m breite Horizontalbleche verbindet. Zur Aufnahme der lotrechten Querkräfte und zur Erzielung eines entsprechenden Biegungswiderstandes in dem in der Tragwandhöhe sehr reduzierten Mittelteile ist daselbst ein gerader Versteifungsträger angeschlossen, der natürlich über dem Mittelgelenk unterbrochen ist, wobei aber beide Teile durch zwei kreuzweise befestigte lotrechte Federplatten so verbunden sind daß eine Übertragung der bei unsymmetrischer Belastung auftretenden lotrechten Gelenkkräfte stattfindet. Später hat man sich veranlaßt gesehen, auch noch im Obergurt die beiden Hälften des Versteifungsträgers durch ein übergreifendes, eingeklemmtes wagrechtes Blech auf Reibung zu verbinden, um die Schwingungen an der Gelenkstelle zu vermindern,

ohne die Gelenkwirkung wesentlich zu beeinträchtigen. Abb. 743 zeigt den mittels eines wagrechten und lotrechten Blattgelenkes am Pylonenkopf bewirkten Anschluß des Seitenfeldes an das Mittelfeld.

Die Gelenke der Hauptträger werden auf Zug beansprucht. Sie sind daher entweder wie oben beschrieben, als Blattgelenke mit zulässiger Biegungsbeanspruchung oder als Bolzengelenke auszubilden. Auf die Aufnahme der lotrechten Gelenkkräfte ist Bedacht zu nehmen.

Für die Ausbildung der Stabquerschnitte und der Knotenpunktverbände gelten die gleichen Grundsätze wie bei den Balkenfachwerks- oder Bogenträgern.

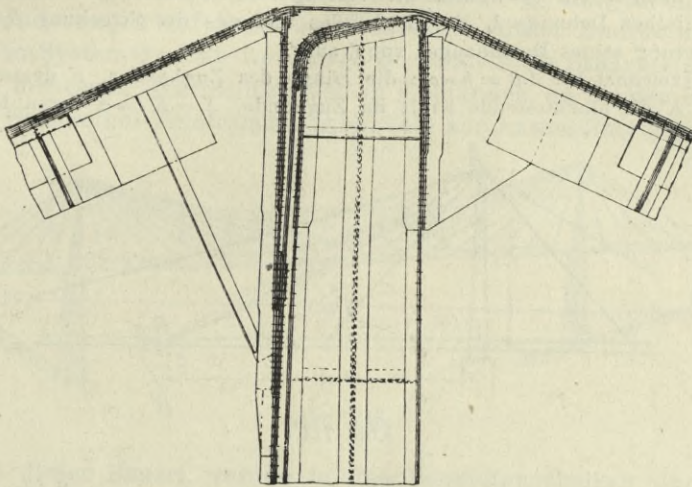


Abb. 743. Elbe-Brücke in Loschwitz. Pylonenkopf.

§ 42. Hängebrücken mit geraden Tragketten.

Das durch Abb. 684 veranschaulichte, auch nach den Ingenieuren Ordish und Lefevre benannte System ist nur bei einigen wenigen Brücken, so unter anderem bei der 1868 erbauten Franz Joseph-Brücke über die Moldau in Prag, bei der 1872 vollendeten Albert-Brücke über die Themse in London und bei der Augartenbrücke über den Donaukanal in Wien zur Anwendung gekommen. Die letztgenannte Brücke überspannt bloß eine Öffnung und es wird der Zug der Schrägbänder durch einen ihre Auflager auf den Pylonen verbindenden oberen Druckriegel aufgenommen. Im wesentlichen besteht das Tragwerkssystem aus einem geraden Balken, der in einigen Punkten durch Dreieckshängewerke oder von den Pylonenköpfen ausgehende schräge Zugbänder unterstützt wird. Er ist aber nicht als ein durchgehender Träger auf festen Stützen aufzufassen, da die

Stützpunkte infolge der Dehnung und Streckung der Zugbänder in ihrer Höhenlage veränderlich sind. Der Grad der statischen Unbestimmtheit wächst mit der Zahl der Anhängpunkte. Um deren, für den Träger sehr ungünstige Höhenschwankungen, soweit sie als eine Folge der Streckung der frei durchhängenden Zugbänder bei Belastung eintreten würden, zu vermindern, hängt man letztere an eine besondere über die Brückenöffnung gespannte Kette oder ein Kabel und entlastet sie so tunlichst von ihrem Eigengewicht.

Verlängert sich das Zugband AB (Abb. 744) infolge einer hinzutretenden Belastung in der Sehnenrichtung um λ , so senkt sich der Aufhängepunkt des Trägers nach B' um $\delta = \lambda \sec \alpha$. Die Verlängerung λ setzt sich zusammen aus der elastischen Dehnung λ_1 des Zugbandes und aus der Streckung λ_2 infolge Verringerung seines Durchhanges von f_0 auf f .

Bezeichnet $l = AB = h \sec \alpha$ die Länge des Zugbandes, F dessen Querschnitt, K die hinzutretende Kraft im Zugbande, $X = K \cos \alpha$ deren lotrechte

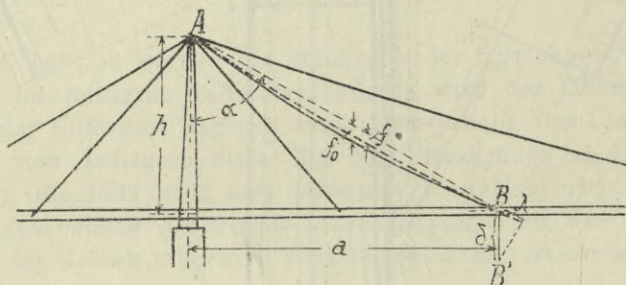


Abb. 744.

Komponente, so ist $\lambda_1 = \frac{K}{EF} l = X \frac{h \sec^2 \alpha}{EF}$ und näherungsweise $\lambda_2 = \frac{8 f_0^2 - f^2}{3 l} \sin^2 \alpha$.

Für den Zustand $X=0$ hat das Zugband bei einer Spannung $K_0 = X_0 \sec \alpha$ infolge seines, nicht von einer Tragkette aufgenommenen Eigengewichts g den Durch-

hang f_0 , der sich bei Außerachtlassung der Zugbandsteifigkeit mit $f_0 = \frac{g a^2}{8 K_0 \sin \alpha}$

berechnet. Mit Berücksichtigung der Steifigkeit kann bei dem Trägheitsmoment J

des Zugbandquerschnittes annähernd gesetzt werden $f_0 = \frac{g a^2}{8 K_0 \sin \alpha} \cdot \frac{1}{\left(1 + \frac{10 E J}{K_0 l^2}\right)}$

doch ist diese Korrektur wegen ihrer Kleinheit meist zu vernachlässigen. Bei Vergrößerung der Zugbandkraft in $K_0 + K$ ändert sich der Durchhang in

$f = \frac{g a^2}{8 (K_0 + K) \sin \alpha}$ und es wird sonach die Streckung $\lambda_2 = \frac{1}{24} \frac{g a^4}{l} \left(\frac{1}{K_0^2} - \frac{1}{(K_0 + K)^2} \right)$

$= \frac{1}{24} \frac{g a^4}{l \sec^2 \alpha} \frac{X(X + 2 X_0)}{X_0^2 (X + X_0)^2}$. Damit ergibt sich die lotrechte Senkung des Aufhängepunktes B

$$\delta = (\lambda_1 + \lambda_2) \sec \alpha = \frac{h \sec^3 \alpha}{EF} X + \frac{1}{24} g^2 h^3 \sin^4 \alpha \sec^2 \alpha \frac{X(X + 2 X_0)}{X_0^2 (X + X_0)^2}$$

Die Kräfte X berechnen sich nunmehr als Stützenkräfte des kontinuierlichen Balkens auf nachgiebigen Stützen. Die Berechnung wird aber sehr umständlich, da zwischen Belastung und Unbekannten keine lineare Abhängigkeit besteht, sonach das Superpositionsgesetz nicht mehr gilt, sobald man nicht den Senkungsanteil der Zugbandstreckung, d. i. das zweite Glied des obigen Ausdrucks vernachlässigt. Letzteres erscheint bei langen Zugbändern nur zulässig, wenn sie durch Aufhängung von ihrem Eigengewicht entlastet und gerade gespannt sind.

Das System ist wenig empfehlenswert, da die zum mittleren Teile des Trägers gehenden, langen und sehr flach geneigten Schrägbänder die Höhenlage der Aufhängepunkte nicht ausreichend festhalten und Ungenauigkeiten bei der Aufstellung, Längenfehler und Wärmeänderungen auf letztere einen empfindlichen Einfluß nehmen.

Dem System Ordish-Lefeuve verwandt ist die Bauart Gisclard, die bei mehreren Drahtseilbrücken in Frankreich, so bei der 1908 erbauten Brücke bei Villefranche (Abb. 745) zur Anwendung gekommen

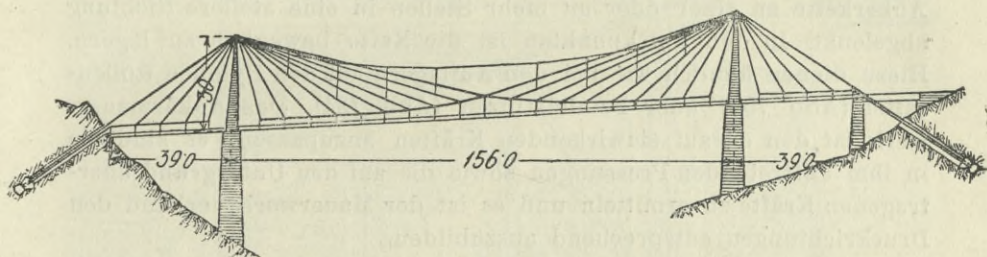


Abb. 745.

ist. Bei dieser Bauart werden in den Versteifungsbalken durch die Schrägseile keine wagrechten Kräfte eingetragen; es sind nämlich die Anhängpunkte der seitlichen Schrägseile in der Mittelöffnung durch ein flach gekrümmtes Unterseil an den Mittelknoten angeschlossen, in den Seitenöffnungen durch ein solches Seil mit der Verankerung verbunden.

§ 43. Die Verankerung der Hängebrücken.

Zu den wichtigsten Teilen einer Hängebrücke gehören die Verankerungen des Tragwerkes, da von ihrer Festigkeit und Unnachgiebigkeit der Bestand der Brücke abhängt. Es ist daher bei der Ausführung einer neuen Hängebrücke dem Bau der Verankerung und ihrer Zugänglichkeit zwecks guter Instandhaltung die größte Sorgfalt zu widmen und bei der Überwachung bestehender Hängebrücken darf der Zustand der Verankerung nicht außer Beobachtung gelassen werden.

Nur in seltenen Fällen ist es möglich, die Ketten oder Kabel unmittelbar in natürlichem, festen Felsboden zu verankern. Es müssen

dann die Stollen oder Schächte, welche die Verankerung aufnehmen, jedenfalls so tief getrieben werden, daß vollkommen gesunder unverwitterter Fels noch in entsprechender Stärke durchsetzt wird. In den weitaus meisten Fällen muß aber der Rückhalt der Hängeträger durch Mauerklötze geschaffen werden, die durch ihr Gewicht, durch den Reibungswiderstand an der Sohle oder den Gegendruck des Erdreiches den Zug in den Ankerketten aufzunehmen vermögen. Dieses Ankermauerwerk ist entweder in den Boden eingebettet und steht mit den Pylonen durch die Rückhaltketten in Verbindung (Abb. 705, 709) oder es bildet die Endwiderlager von Seitenöffnungen (Abb. 681, 686). Die Ankerketten durchsetzen das Mauerwerk und sind an ihrem Ende durch die Anker- oder Wurzelplatten gehalten. Um bei flach ablaufender Kette und genügend tiefer Lage der Wurzelpunkte das Mauerwerk in seiner Länge zu beschränken, wird die Ankerkette an einer oder an mehr Stellen in eine steilere Richtung abgelenkt. In den Knickpunkten ist die Kette beweglich zu lagern. Hierzu dienen ähnlich wie bei den Auflagern auf den Pylonen Rollensättel (Abb. 750) oder Pendelstützen (Abb. 734). Das Ankermauerwerk ist, den darauf einwirkenden Kräften anzupassen; es sind die in ihm auftretenden Pressungen sowie die auf den Untergrund übertragenen Kräfte zu ermitteln und es ist der Mauerwerksverband den Druckrichtungen entsprechend auszubilden.

Die Kanäle, in denen die Ankerketten im Mauerwerk geführt sind, sollen gut gelüftet und schließbar sein, so daß keine ganz unzugänglichen Teile vorkommen oder diese doch tunlichst in ihrer Ausdehnung beschränkt sind. In der Nähe der Wurzelplatten werden allerdings die Ankerkanäle, um nicht zu große Platten erforderlich zu machen, meist verengt, doch kann dies durch Anordnung geteilter Platten oder Träger vermieden werden (Abb. 747). Die geneigten Verankerungskanäle werden entweder mit treppenförmig angeordneten, wagrechten oder mit geneigten Deckplatten überdeckt oder überwölbt. Man hat darauf zu sehen, daß das Regen- und Schmutzwasser der Straße von dem Eintritt in die Verankerungskanäle abgehalten wird und es sind daher die Öffnungen, wo die Ketten oder Kabel zutage treten, entsprechend zu überbauen. Die Wurzelplatten sind von, hinter ihnen gelegenen Kammern oder Stollen zugänglich zu machen, die mindestens 1.0 bis 1.5 m Breite und 1.8 bis 2.0 m Höhe erhalten. Sie münden entweder in den Seitenflächen der Widerlagsmauern und sind hier durch Türen verschlossen, oder sie sind auf andere Weise durch Einsteigschächte zugänglich gemacht.

Im Gegensatz zu der Anordnung von zugänglichen Verankerungsräumen steht jene Anordnung, bei der eine möglichste Fernhaltung

von Luft und Wasser von den Teilen der Verankerung erstrebt wird. Es werden dabei die Ankerketten oder Kabel vollständig ummauert oder die engen Ankerkanäle mit einem Dichtungsmittel, das den Zutritt von Luft und Feuchtigkeit und dadurch die Oxydation verhindern soll, ausgefüllt. Bei älteren Hängebrücken wurden hiezu Fett- und Firnisanstriche, Umwicklungen, Ausgießen mit Wachs etc. verwendet; nach den gemachten Erfahrungen ist es aber am zweckmäßigsten, die blank gereinigten, mit Zementmilch überstrichenen Eisenteile unmittelbar in Zementmörtel oder Beton einzubetten. Wir finden solche einbetonierte Verankerungen bei sämtlichen amerikanischen Kabelbrücken angewendet, wogegen unsere neueren Ent-

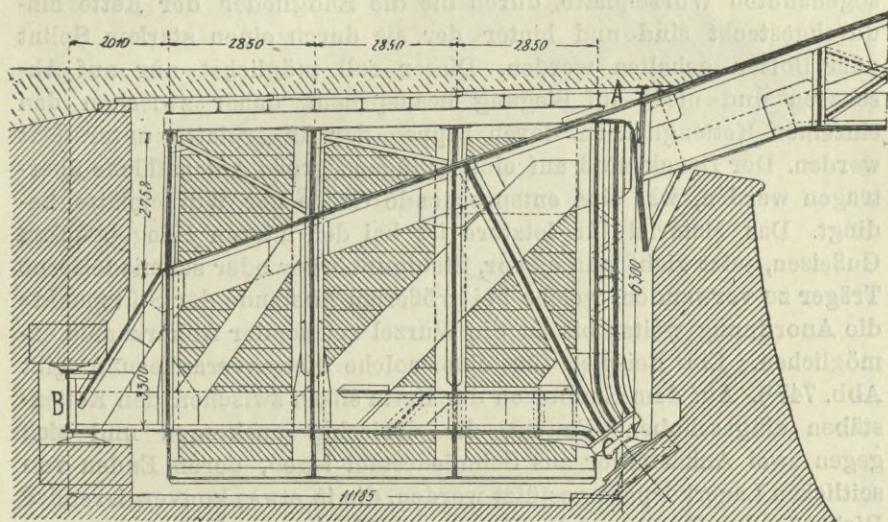


Abb. 746. Elbe-Brücke in Loschwitz. Verankerung.

würfe von Hängebrücken nahezu ausnahmslos eine freiliegende Verankerung in zumindest schließbaren Kanälen in Anwendung bringen.

Um vollständige Zugänglichkeit zu erzielen, hat Köpcke eine Verankerung mittels eines belasteten Hebels vorgeschlagen und bei der Elbe-Brücke zu Loschwitz (Abb. 740) zur Durchführung gebracht. Diese Anordnung verursacht zwar höhere Ausführungskosten, bietet aber den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß sämtliche Teile der Eisenkonstruktion gut zugänglich sind und jederzeit auf ihren Zustand hin untersucht werden können. An das Ende des Hängeträgers ist bei A (Abb. 746) ein Winkelhebel angeschlossen, der in C seinen Stützpunkt hat und der so stark belastet ist, daß er auch durch den größten im Hängeträger auftretenden Zug von seinem Stützpunkte

in *B* nicht abgehoben werden kann. Bei der Loschwitzer Brücke ist die Belastung der den beiden Tragwänden entsprechenden Ankerhebel durch dazwischen auf fachwerkartigen Querträgern eingebautes Mauerwerk erzielt und es stützt sich das Hebelende, um einen Überschuß an Sicherheit zu haben, bei *B* auch noch gegen ein oberes Lager in der Rückwand der Ankerkammer. Die Gelenkverbindung in *A* ist so ausgeführt, daß der Zug des Hängeträgers durch die wagrechten Gurtplatten übertragen wird, wogegen zur Aufnahme der lotrechten Stützenkraft lotrechte Federbleche vorgesehen sind.

Die Verankerung der Ketten im Mauerwerk oder im gewachsenen Fels erfolgt mittels einer ein- oder mehrteiligen Ankerplatte, der sogenannten Wurzelplatte, durch die die Endglieder der Kette hindurchgesteckt sind und hinter der sie durch einen starken Splint oder Bolzen gehalten werden. Dieser soll möglichst nur auf Abscheren und nicht auf Biegung beansprucht, daher zwischen den einzelnen Kettengliedern durch Rippen der Ankerplatte unterstützt werden. Der Druck muß auf eine genügend große Anlagsfläche übertragen werden, was eine entsprechende Größe der Wurzelplatte bedingt. Das Material für letztere ist bei den älteren Hängebrücken Gußeisen, jetzt zieht man es vor, Stahlgußkörper oder schmiedeiserne Träger zu verwenden, welche bei größerem Abstände der Stützpunkte die Anordnung weiter bis an die Wurzel reichender Ankerkanäle ermöglichen. Ein Beispiel für eine solche Kettenverankerung gibt Abb. 747¹⁾. Auf dem Endbolzen der Kette sitzen zwischen den Kettenstäben eingeschobene Platten, die dreieckig auskragen und sich gegen zwei Ankerträger aus Schmiedestahl legen, deren Enden von seitlichen Lagerkörpern gestützt werden, die in etwas konvergierender Richtung den Druck auf das Mauerwerk übertragen. Zwischen Lagerkörper und Ankerträger liegende Doppelkeile ermöglichen ein Nachspannen. In ganz ähnlicher Weise ist die Verankerung der Doppelketten der Elisabeth-Kettenbrücke in Budapest ausgeführt.

Bei der Kaiser-Brücke in Breslau endigen die Flachbandketten in einem genieteten kreuzförmigen Kopfe, der aus großen Blechen gebildet ist, die sich rechtwinklich in Schlitzen durchdringen und mit ihren Vorsprüngen unter Vermittlung von vier Stahlguß-Lagerkörpern gegen das Mauerwerk legen.

Drahtseile und Kabel endigen entweder in Schlingen oder in Seilköpfen. Die schlingenförmige Endigung wird nur bei Kabel aus

¹⁾ Die Abb. 747—751 sind dem Berichte der Herren G. Mehrrens und F. Bleich über den Wettbewerb zur Kölner Rhein-Brücke in der Zeitschrift „Der Eisenbau“ 1911, S. 416, 1913, S. 435 und 1914, S. 198 entnommen.

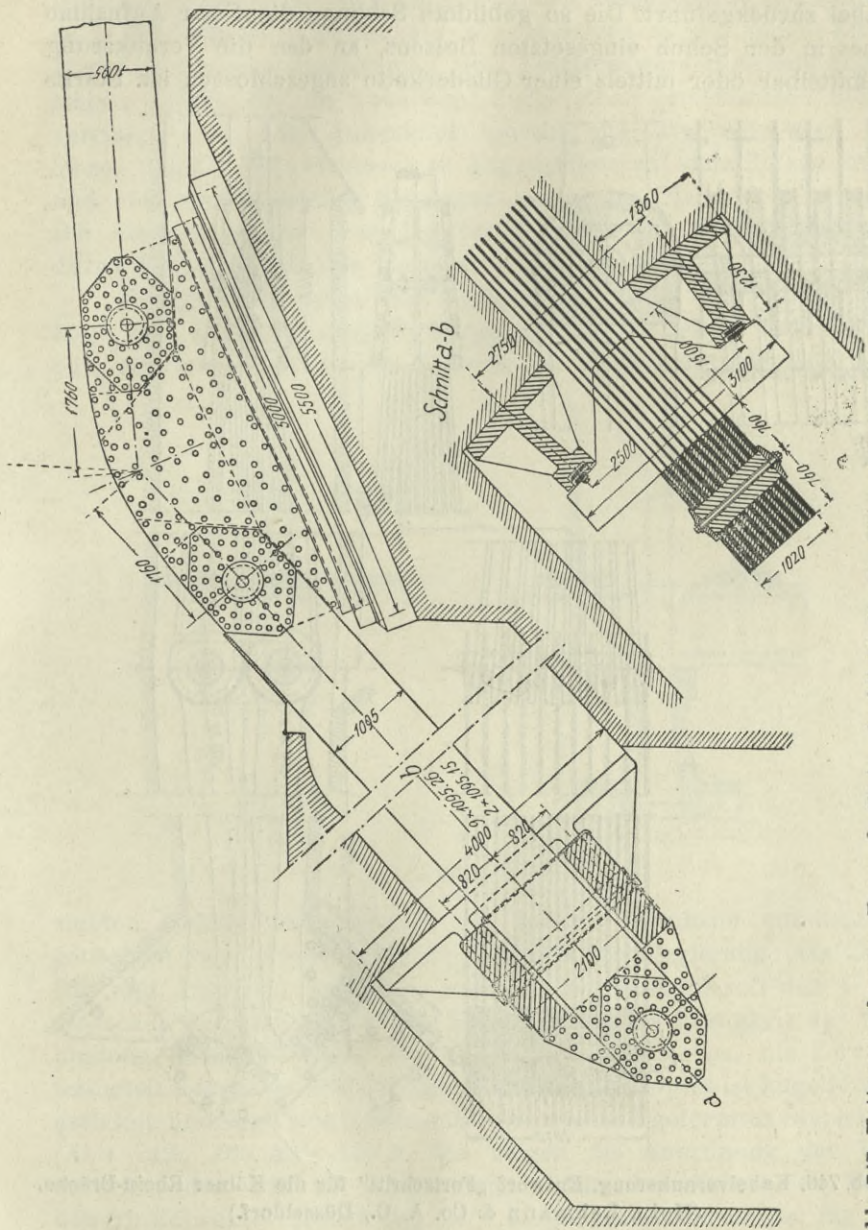


Abb. 747. Kettenverankerung, Entwurf „Freier Ausblick“ für die Kölner Rhein-Brücke. (Flender A. G. in Benrath.)

parallel liegenden Drähten, d. i. bei den amerikanischen Kabeln, angewendet und es werden bei ihr unter Weglassung der Bewicklung am Kabelende die frei liegenden Drähte um einen halbrunden, mit seitlichen Flanschen versehenen Schuh geschlungen und in das

Kabel zurückgeführt. Die so gebildete Schlinge dient zur Aufnahme eines in den Schuh eingesetzten Bolzens, an den die Verankerung unmittelbar oder mittels einer Gliederkette angeschlossen ist. Starke

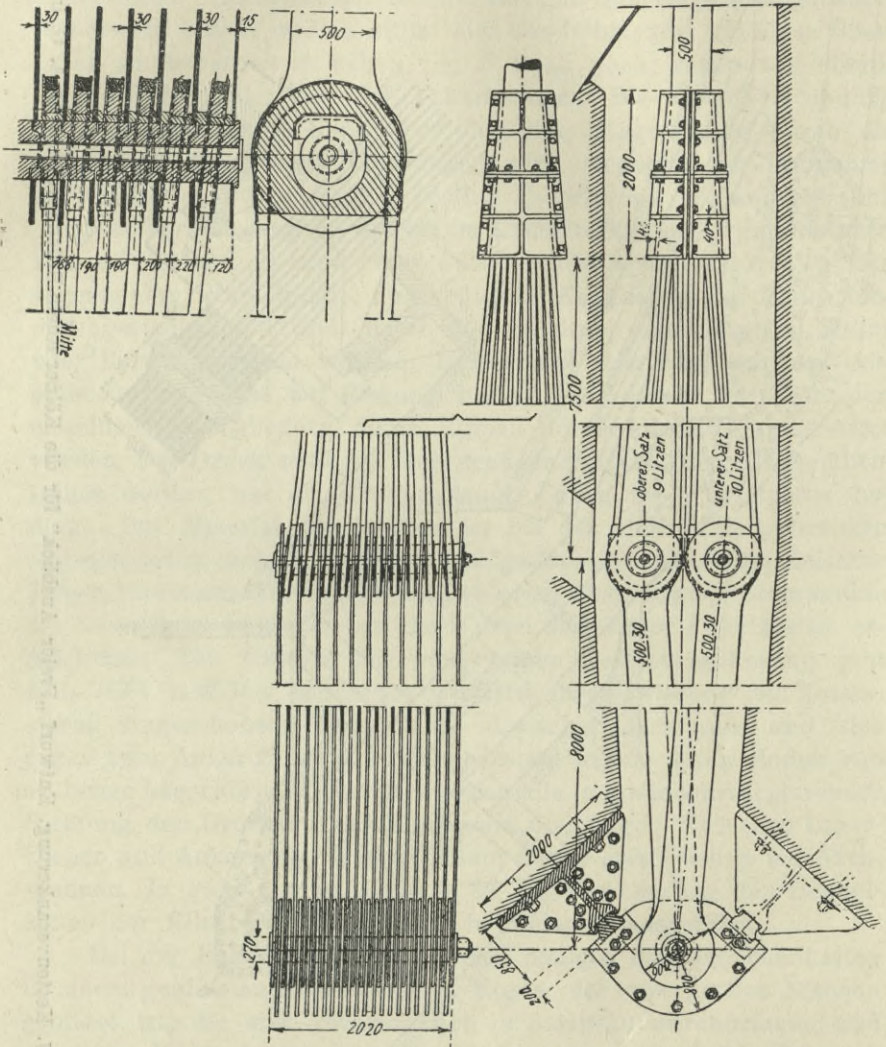


Abb. 748. Kabelverankerung. Entwurf „Fortschritt“ für die Kölner Rhein-Brücke. (Hein, Lehmann & Co. A. G., Düsseldorf.)

Kabel aus vielen Drähten werden dabei in einzelne Litzen aufgelöst, die jede ihren besonderen Schuh erhält. Abb. 748 zeigt eine solche Kabelverankerung nach einem Wettbewerbs-Entwurfe für die Kölner Rhein-Brücke. Das 8075 Drähte von 4,7 mm Durchmesser

enthaltende Kabel ist beim Eintritt in den Ankerschacht in 19 Litzen zu je 425 Drähten aufgelöst, die in zwei Sätzen zu je 9 und 10 Litzen über Litzenschuhe geschlungen sind. Letztere werden mittels Augenstäben gefaßt, die im Ankerkopf durch einen gemeinsamen Bolzen vereinigt sind. Der Ankerkopf besteht aus 20 Blechplatten von 30 mm Stärke, die zwischen den Augenstäben auf dem Bolzen sitzen und sich mittels zweier Kipplager gegen das Mauerwerk stützen. Die Augenstäbe und der Ankerkopf sollten bei diesem Entwurfe durch Einbetonieren der Rostgefahr entzogen werden.

Fertige Seile, Spiralseile, erhalten an ihrem Ende einen Seilkopf, d. i. ein geschmiedetes Stahlgußstück, in dessen kegelförmig oder absatzweise erweiterte Bohrung die blank gemachten und ver-

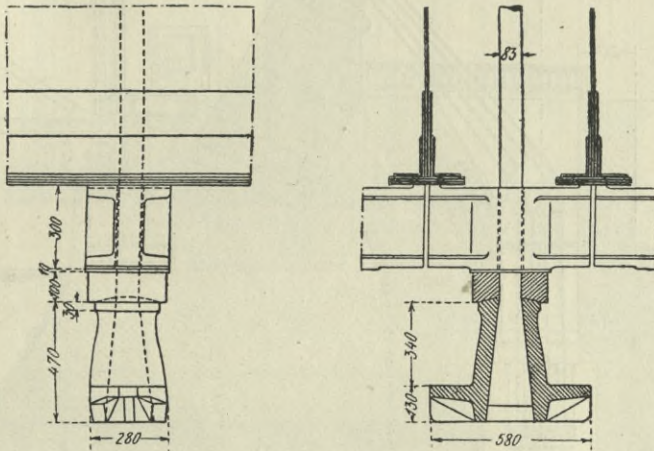


Abb. 749.

zinneten Drähte eingeführt, mittels spitzer Eisenkeile auseinander getrieben und mit einer leicht flüssigen Metallegierung (aus Zinn, Blei und Antimon) vergossen werden. Der Seilkopf soll den 4- bis 4 $\frac{1}{2}$ -fachen Seildurchmesser zur Länge haben, die Festigkeit der Verbindung übertrifft dann, wie Versuche gezeigt haben, die Zerreißfestigkeit des Seiles. Die Auflagerfläche des Seilkopfes ist kegelförmig gestaltet und legt sich gegen ein entsprechend geformtes Stahlstück (Abb. 749). Die Abb. 750 u. 751 zeigen die Anordnung der Verankerung der aus 16 Einzelseilen bestehenden Kabel des Wettbewerb-Entwurfes „Alaaf Colonia“ der Gutehoffnungshütte für die Kölner Rhein-Brücke. Die Seilköpfe stützen sich mittels der erwähnten stählernen Zwischenstücke auf kurze durch Rippen verstärkte Querträger aus Stahlguß, die sich an fünf hohe Blechbalken legen. Letztere übertragen an ihren beiderseitigen Enden den Seilzug durch Lager-

möglich wird. Für Kabel aus mehreren Einzelseilen ist ein solches Nachstellen besonders wichtig, um den Seilen gleichen Durchhang zu geben und eine gleiche Lastverteilung auf die Seile zu erzielen.

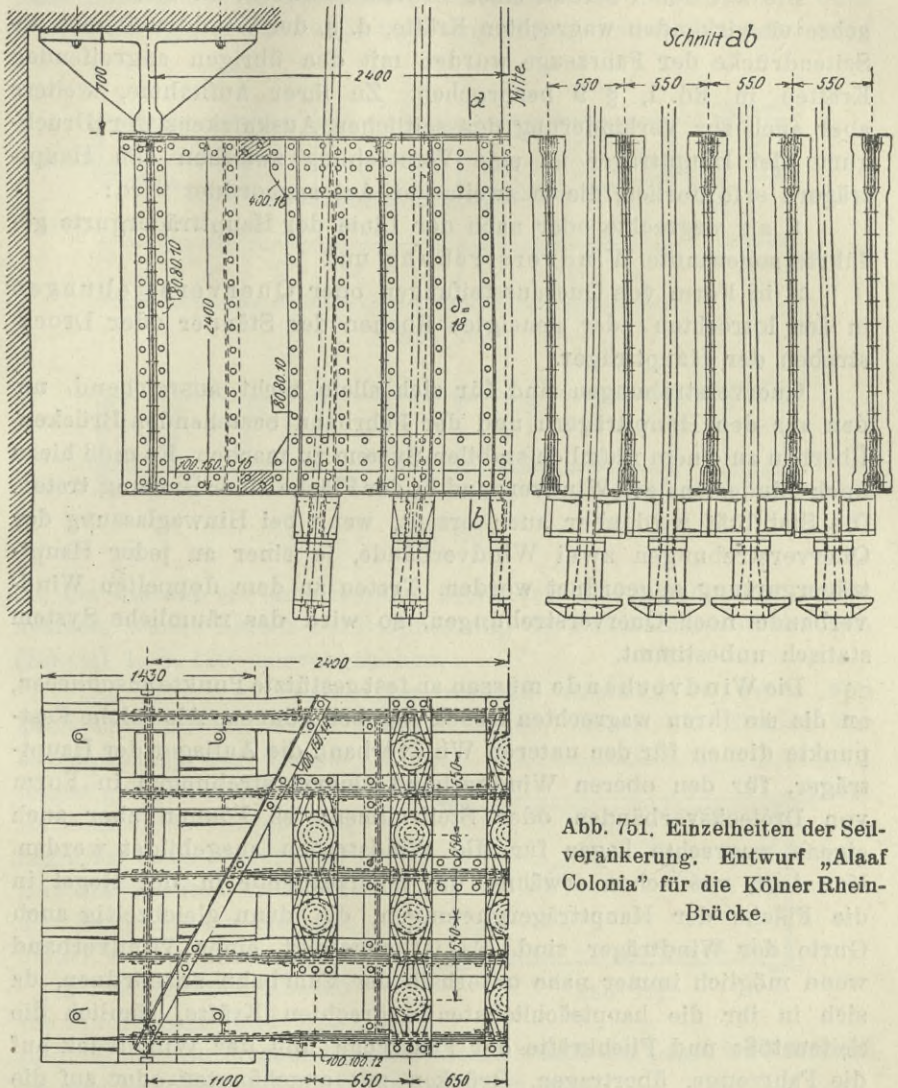


Abb. 751. Einzelheiten der Seilverankerung. Entwurf „Alaaf Colonia“ für die Kölner Rheinbrücke.

Zu diesem Zweck sind die Seilköpfe, wie Abb. 749 u. 751 zeigt, mit flügel förmigen Ansätzen versehen, gegen welche die paarweise für jedes Seil einzustellenden Druckwasserpressen wirken. Nach Herstellung des richtigen Seildurchhanges wird der Seilkopf unter dem Anker mit zweiseitigen Stahlstücken von entsprechender Stärke unterklotzt.

IX. Kapitel. Der Querverband der eisernen Brücken.

§ 44. Die allgemeine Anordnung des Querverbandes.

Die auf den Überbau einer Brücke senkrecht zu seiner Längsachse einwirkenden wagrechten Kräfte, d. s. der Winddruck und die Seitendrucke der Fahrzeuge wurden mit den übrigen angreifenden Kräften in Bd. I, § 9 besprochen. Zu ihrer Aufnahme, weiters aber auch zur Verhinderung des seitlichen Ausknickens der Druckgurte der Hauptträger ist eine Verstrebung zwischen den Hauptträgern erforderlich, die in zweifacher Art angeordnet wird:

1. als wagrechte oder nach der Linie der Hauptträgergurte geführte sogenannte Windverstrebung und

2. in Form von Queraussteifungen oder Querverstrebungen in den lotrechten oder geneigten Ebenen der Ständer oder Druckstreben der Hauptträger.

Querverstrebungen sind für sich allein nicht ausreichend, um den aus den Hauptträgern und der Fahrbahn bestehenden Brückenüberbau zu einem räumlich stabilen System zu machen. Es muß hiezu noch mindestens ein Windverband in der Fläche einer Gurtung treten. Die Stabilität wird aber auch erzielt, wenn bei Hinweglassung der Querverstrebungen zwei Windverbände, je einer an jeder Hauptträgergurtung angeordnet werden. Treten zu dem doppelten Windverbände noch Querverstrebungen, so wird das räumliche System statisch unbestimmt.

Die Windverbände müssen an fest gestützte Punkte anschließen, an die sie ihren wagrechten Druck abgeben können. Als solche Festpunkte dienen für den unteren Windverband die Auflager der Hauptträger, für den oberen Windverband Querverstrebungen in Form von Dreiecksverbänden oder Steifrahmen; es können aber auch eigene wagrechte Lager für die Windstreben ausgebildet werden. Man legt, wie schon erwähnt, die Windverbände in der Regel in die Fläche der Hauptträgergurtungen, die dann gleichzeitig auch Gurte der Windträger sind. Es ist angezeigt, einen Windverband wenn möglich immer nahe unterhalb der Fahrbahn anzuordnen, da sich in ihr die hauptsächlichsten wagrechten Kräfte, nämlich die Seitenstöße und Fliehkräfte der Fahrzeuge und der Winddruck auf die Fahrzeuge, übertragen. Brücken mit angehängter oder auf die Hauptträger gestützter Fahrbahn, wie z. B. Bogenbrücken, erfordern für die unter der Fahrbahn liegende Windverstrebung besondere Windgurte. Sonst besteht der Windverband nur aus den in den Knotenpunkten der Hauptträger wagrecht anschließenden Windstreben. Bei Fahrbahntafeln aus Buckelplatten, Flachblechen, Betonkappen

oder zusammenhängenden Eisenbetontafeln, nicht aber bei Zores-Eisenbelag, ist wenigstens bei kleineren Spannweiten ein besonderer Windstrebenverband meist entbehrlich. Daß bei Eisenbahnbrücken ohne durchgehenden Schotterbett auch zwischen den Schienen- oder Schwellenträgern eine besondere wagrechte Verstrebung notwendig

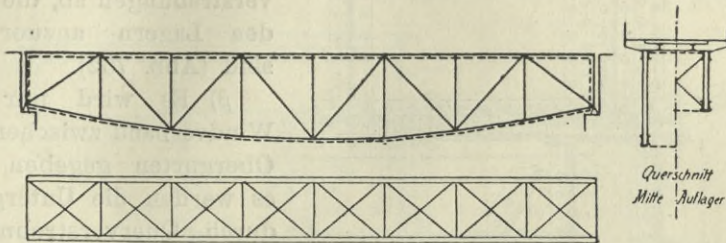


Abb. 752.

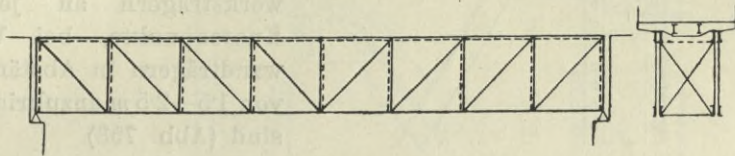


Abb. 753.

ist, um die auf sie einwirkenden Seitendrücke der Fahrzeuge aufzunehmen, wurde bereits bei Besprechung der Fahrbahnkonstruktionen (Bd. III 1, S. 190) hervorgehoben.

Die Querverstrebungen werden entweder in Form von Dreiecksverbänden oder Andreaskreuzen, die in die Ebenen der Druckpfosten der Hauptträger gelegt werden, oder als Steifrahmen ausgebildet. Letzteres dann, wenn der Durchfahrtsraum zwischen den Hauptträgern frei gehalten werden muß.

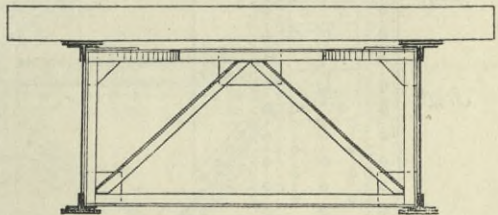


Abb. 754.

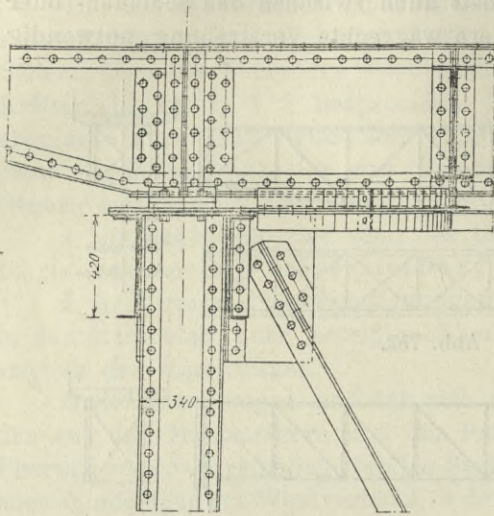
Es richtet sich sonach die Anordnung und Ausbildung des Querverbandes hauptsächlich nach der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern und unterscheiden wir:

1. Balkenbrücken mit oben liegender Fahrbahn.

Für diese sind folgende Anordnungen möglich:

- a) Zwei Windverbände, je einer in der Ebene einer jeden Gurtung, aus gekreuzten Streben und aus Pfosten bestehend. Letztere

werden durch besondere Riegel oder im oberen Verbande durch die Querträger, wenn solche vorhanden sind, gebildet. Der untere Windverband stützt sich unmittelbar in den Lagern der Hauptträger, der obere Windverband gibt seine Kräfte an Querverstrebungen ab, die über den Lagern anzuordnen sind (Abb. 752).



β) Es wird nur ein Windverband zwischen den Obergurten gegeben und es werden die Untergurte durch Querverstrebungen festgelegt, die bei Fachwerkträgern an jedem Knotenpunkte, bei Vollwandträgern in Abständen von 1.5—2.5 m anzubringen sind (Abb. 753).

In beiden Anordnungen kann bei kleineren Spannweiten die obere Windverstrebung entfallen, wenn eine zusammenhängende steife Fahrbahntafel (Buckelplatten, Flachbleche etc.) vorhanden ist, die die Obergurte der Hauptträger gegenseitig absteift.

Bei Blechträgerbrücken mit auf den Hauptträgern liegenden Querschwellen werden beide Windverbände unmittelbar an die Hauptträgergurte mittels auf der Innenseite der Gurtwinkel liegenden Knotenblechen angeschlossen. In der Regel

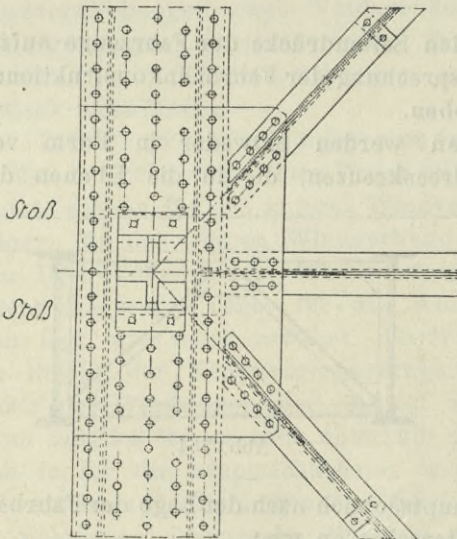
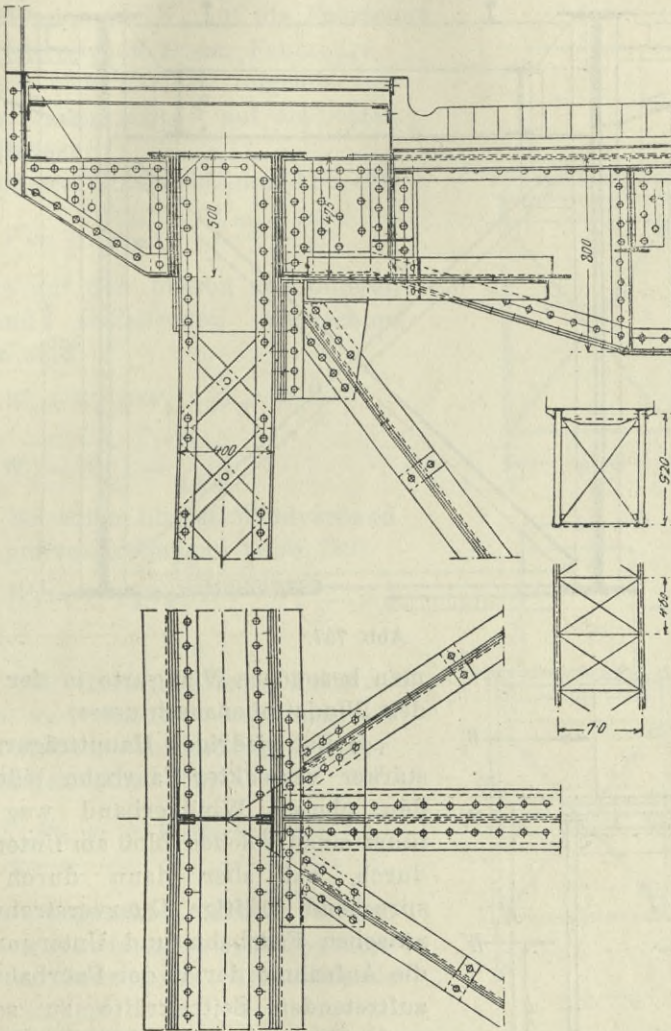


Abb. 755.

erhalten aber kleinere Blechträgerbrücken nur einen Windverband und Querverstrebungen (Abb. 754). Der unmittelbare Anschluß des oberen Windverbandes an die Gurtungen ist auch bei Fachwerkbrücken mit über den Hauptträgern liegenden Querträgern möglich

(Abb. 755) und auch bei dazwischen eingebauten Querträgern, wenn die Fahrbahnlängsträger nicht unter die Gurte der Hauptträger herabreichen (Abb. 756). Ist aber die Fahrbahn tiefer ver-



Ansicht von unten.

Abb. 756.

senkt, so lassen sich bei Fachwerkträgern die Anschlußbleche der Windstreben nur an die Querträger anheften. Dadurch kommt eine exzentrische Krafteintragung in die Hauptträgergurtungen und man wird diese Anordnung nur als zulässig erachten können,

wenn der lotrechte Abstand zwischen der Ebene der Windstreben und der Schwerachse der Gurtung nicht allzu groß ist. Sonst gebe

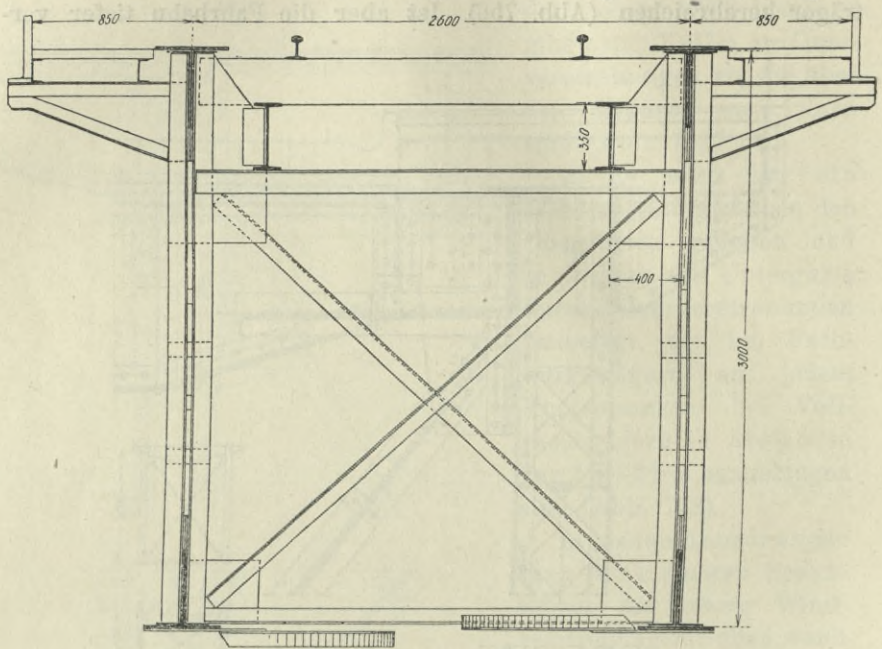


Abb. 757.

man besondere Windgurte in der Höhe des Windstrebenanschlusses.

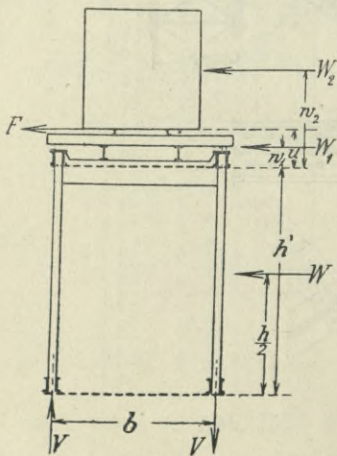


Abb. 758.

γ) Bei niedrigen Hauptträgern mit stärker versenkter Fahrbahn läßt man den oberen Windverband weg und führt einen solchen bloß am Untergurte durch, hat aber dann durch entsprechend kräftige Querverstrebungen zwischen Fahrbahn und Untergurt für die Aufnahme der in der Fahrbahnhöhe auftretenden Seitenkräfte zu sorgen, und überdies den freien Obergurt durch die Wandstäbe gegen Ausknicken zu sichern (Abb. 757). Für Hauptträger von größerer Höhe wird sich aber die Weglassung des oberen,

unter der Fahrbahn gelegenen Windverbandes nicht empfehlen, da dies eine stärkere Ungleichheit in der lotrechten Belastung der Hauptträger zur Folge hat.

Durch die wagrechten Seitenkräfte, das sind:
 Winddruck W auf die Hauptträger
 Winddruck W_1 auf die vortretenden Teile der Fahrbahn
 Winddruck W_2 auf die Fahrzeuge
 Seitendruck D der Fahrzeuge

ergeben sich nämlich folgende lotrechte Zusatzkräfte V auf die beiden Hauptträger:

a) bei zwei Windverbänden (Abb. 758)

$$V = \pm \frac{W_1 w_1 + W_2 w_2 + uD}{b}$$

Die auf den oberen und unteren Verband entfallenden wagrechten Kräfte sind:

$$W_0 = W_1 + W_2 + D + W \frac{h}{2h'}$$

$$W_u = W \left(1 - \frac{h}{2h'}\right)$$

β) bei einem oberen Windverband und Querverstrebungen (Abb. 759)

$$V = \pm \frac{W_1 w_1 + W_2 w_2 + Du + W \left(\frac{h}{2} - h'\right)}{b}$$

γ) bei einem unteren Windverbände und darüber liegenden, bis zur Fahrbahn reichenden Querverstrebungen (Abb. 760)

$$V = \pm \frac{W_1 w_1 + W_2 w_2 + Du + W \frac{h}{2}}{b}$$

Die wagrechten Kräfte werden bei den Anordnungen β) und γ) sämtlich von dem einen Windverbände aufgenommen.

Die lotrechte Belastung des windabseitigen Hauptträgers wird um V vermehrt, jene des Trägers auf der Windseite um V vermindert. Bei der Anordnung γ) werden die Kräfte V am größten.

δ) Die Anordnung zweier Windverbände nebst Querverstrebungen, wie man sie bei Brücken älterer Bauweise nicht selten findet, ist überflüssig und auch deshalb unzweckmäßig, weil dabei die Verteilung der Kräfte auf beide Windstrebensysteme ziemlich unbestimmt wird.

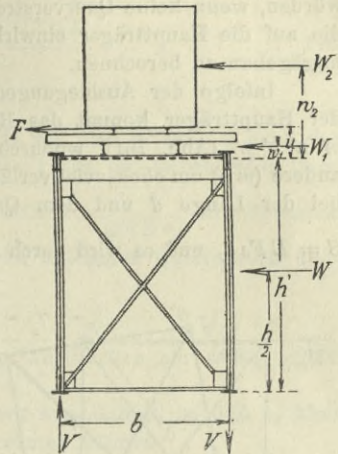


Abb. 758.

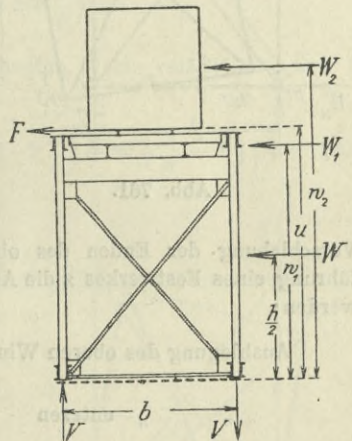


Abb. 760.

Die Querverstrebungen bewirken einen gewissen Kräfteausgleich zwischen den beiden Windverbänden. Angenähert läßt sich die Verteilung der wagrechten Kräfte wie folgt berechnen:

Es seien W_o und W_u die wagrechten Kräfte, die für den Abstand a zweier Querverstrebungen auf den oberen und unteren Windverband entfallen würden, wenn keine Querverstrebungen vorhanden sind. Sie sind, sowie auch die auf die Hauptträger einwirkenden lotrechten Kräfte V , wie oben unter a) angegeben zu berechnen.

Infolge der Ausbiegungen der Windverbände und der Durchbiegungen der Hauptträger kommt das Rahmenviereck $mno p$ in die verschobene Lage $m'n'o'p'$ (Abb. 761), wodurch die eine Diagonale (no) um λ verkürzt, die andere (mp) um ebensoviel verlängert wird. Diesen Längenänderungen entspricht bei der Länge d und dem Querschnitt F_d einer Diagonalen eine Spannung $S = E F_d \frac{\lambda}{d}$ und es wird durch sie in den oberen und unteren Windverband eine

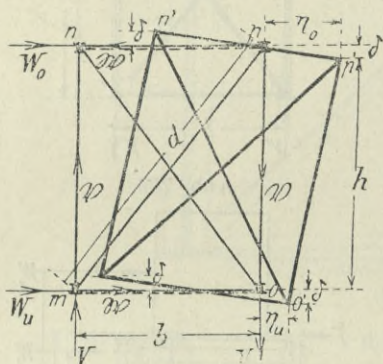


Abb. 761.

wagrechte Kraft $\mathfrak{B} = 2 S \frac{b}{d}$, in den windseitigen und windabseitigen Hauptträger eine lotrechte Kraft $\mathfrak{B} = 2 S \frac{h}{d}$ eingetragen. Die beiden Windverbände haben sonach die Kräfte $W_o - \mathfrak{B}$ und $W_u + \mathfrak{B}$, die beiden Hauptträger die Kräfte $-(V + \mathfrak{B})$ und $+(V + \mathfrak{B})$ aufzunehmen.

Ist F die Querschnittsfläche eines Gurtes und werden Hauptträger und Windverband als gleiches Trägersystem (Balkenträger) vorausgesetzt, ist ferner η_a die durch die Formänderung des Endquerrahmens verursachte wagrechte Verschiebung der Enden des oberen Windverbandes, so können unter Einführung eines Festwerkes κ die Ausbiegungen annähernd wie folgt ausgedrückt werden:

$$\text{Ausbiegung des oberen Windverbandes } \eta_o = 2 \kappa \frac{W_o - \mathfrak{B}}{F b^2} + \eta_a$$

$$\text{„ „ „ unteren „ „ } \eta_u = 2 \kappa \frac{W_u + \mathfrak{B}}{F b^2}$$

$$\text{Durchbiegung eines Hauptträgers } \delta = 2 \kappa \frac{V + \mathfrak{B}}{F h^2} = 2 \kappa \frac{V + \mathfrak{B}}{F h^2} \cdot \frac{h}{b}$$

Die Längenänderung λ der Diagonale des Querrahmens rechnet sich bei kleinen Verschiebungsgrößen aus

$$\begin{aligned} \lambda &= (\eta_o - \eta_u) \frac{b}{d} - 2 \delta \frac{h}{d} \\ &= \frac{2 \kappa}{F d} \left(\frac{W_o - W_u}{b} - \frac{2 V}{h} - \frac{4 \mathfrak{B}}{b} \right) + \eta_a \frac{b}{d} \end{aligned}$$

Die Gleichstellung mit

$$\lambda = \frac{S}{EF_d} d = \frac{1}{2} \mathfrak{B} \frac{d^2}{b}$$

ergibt

$$\mathfrak{B} = \frac{W_o - W_u - 2 V \frac{b}{h} + \eta_a \frac{b^2 F}{2 \kappa}}{4 + \frac{d^3 F}{4 \kappa E F_d}} \dots \dots \dots 149)$$

In der Nähe der Trägermitte, woselbst \mathfrak{B} mit dem größten κ auch den größten Wert erreicht, wäre bei der Stützweite l und bei konstantem Gurtquerschnitt und gleichmäßiger Verteilung der Kräfte $\kappa = \frac{5 l^4}{384 E a}$. Mit Rücksicht auf den veränderlichen Querschnitt kann für die mittelsten Querrahmen etwa gesetzt werden $4 \kappa E = \frac{1}{18} \frac{l^4}{a}$.

Damit wird der Nenner des vorstehenden Ausdruckes nur wenig größer als 4; Grenzwerte wären etwa 4·2—4·7.

Ist der Endquerrahmen entsprechend stark ausgebildet, so daß η_a klein bleibt, so wird man als Höchstwert von \mathfrak{B} annehmen können:

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{4} \left(W_o - W_u - 2 V \frac{b}{h} \right)$$

was mit Einsetzung der oben unter α) berechneten Werte von W_o , W_u und V (Abb. 758) ergibt

$$\mathfrak{B} = \frac{1}{4} \left[W_1 \left(1 - 2 \frac{w_1}{h} \right) + W_2 \left(1 - 2 \frac{w_2}{h} \right) + D \left(1 - 2 \frac{u}{h} \right) + W \left(\frac{h}{h'} - 1 \right) \right] \dots 150)$$

Auf die mittleren Knotenpunkte des oberen Windverbandes entfällt sonach die Kraft $W_o - \mathfrak{B}$, auf jene des unteren Windverbandes $W_u + \mathfrak{B}$.

Die mittelsten Querverstrebungen erfahren ihre stärkste Beanspruchung entweder durch den Winddruck mit $S = \pm \frac{1}{2} \mathfrak{B} \frac{d}{b}$, worin \mathfrak{B} nach Gl. 149 oder 150 zu berechnen ist, oder durch diesen in Verbindung mit einer ungleichen Belastung und Durchbiegung beider Hauptträger.

Bezeichnet $(q_1 - q_2) a$ den Unterschied der gleichmäßig verteilt angenommenen Vollbelastung beider Hauptträger für die Feldweite a (Abb. 762), η_a die unter dieser Belastung auftretende seitliche Verschiebung der Endquerrahmen, h die Höhe, l die Stützweite der als frei aufliegende Balkenträger angenommenen Hauptträger, ferner

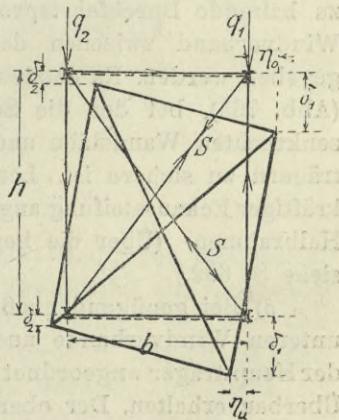


Abb. 762.

a den Abstand zweier Querverstrebungen,
 F den mittleren Querschnitt eines Hauptträgergurtes,
 F_d den Querschnitt einer Strebe des Andreaskreuzes,
 d deren Länge,

so erhält man durch eine der obigen ähnliche Entwicklung für die Strebenkraft

$$S = \pm \frac{(q_1 - q_2) a - \eta_a \frac{h b F}{2 \times} \cdot \frac{d}{h}}{4 + \frac{d^3}{4 \times E F_d}}$$

oder für die mittleren Querstreben als Größtwert genähert

$$S = \pm \frac{1}{4} (q_1 - q_2) a \frac{d}{h}$$

Hiezu addiert sich die oben berechnete Spannung durch den Winddruck. Der größte Unterschied in der Belastung der beiden Hauptträger tritt auf, wenn bei einer Straßenbrücke die halbe Fahrbahnbreite voll belastet ist oder bei einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke bloß ein Gleis.

Ist nur ein Windverband vorhanden, so haben die Querverstrebungen die Drücke aufzunehmen, die auf die Knotenpunkte des freien, ohne Windverband gelassenen Gurtes wirken. Die Anordnung (β) mit oben liegendem Windverbände ist sonach der Anordnung (γ) mit unten liegendem Windverbände auch deshalb vorzuziehen, weil bei ihr die von den Querverstrebungen aufzunehmenden Kräfte kleiner sind. Nur über den Auflagern ist bei der Anordnung (β) ein kräftiger Querverband anzubringen, der die obere Windverstrebung gegen die Lager abstützt.

2. Balkenbrücken mit tief liegender Fahrbahn.

α) Reichen die Obergurte der Hauptträger nicht über das frei zu haltende Durchfahrtsprofil der Brücke, so kann nur ein unterer Windverband zwischen den Untergurten unterhalb der Fahrbahn gegeben werden. Es entsteht eine sogenannte offene oder Trogbrücke (Abb. 763), bei der die Seitensteifigkeit der Obergurte durch die senkrechten Wandstäbe und deren steife Verbindung mit den Querträgern zu sichern ist. Letztere bilden mit den unter entsprechend kräftiger Eckaussteifung angeschlossenen Vertikalen steife, oben offene Halbrahmen. (Über die Berechnung der Steifigkeit offener Brücken siehe S. 692.)

β) Bei genügend großer Höhe der Tragwände wird nebst dem unteren Windverbände auch ein solcher zwischen den Obergurten der Hauptträger angeordnet und dadurch ein nach oben geschlossener Überbau erhalten. Der obere Windverband reicht bis an die Trägerenden, wenn die Freihaltung des Durchfahrtsprofils dies zuläßt (Abb. 764); bei Trägern mit niedriger Endhöhe muß der Windverband auf den mittleren höheren Teil der Träger beschränkt werden (Abb. 765).

Im ersten Falle schließt der obere Windverband an die als Steifrahmen ausgebildeten Portale und gibt durch sie seine Kräfte auf die Lager und Pfeiler ab; in letzterem Falle sind solche Steifrahmen, welche die oberen Winddruckkräfte auf den unteren Windverband übertragen, an jenen Punkten anzuordnen, wo der obere Windverband endigt. Die ein geschlossenes Rechteck bildenden Portale oder Steifrahmen setzen sich aus einem oberen vollen oder gegliederten Riegel, aus senkrechten Wandstäben und dem sie verbindenden

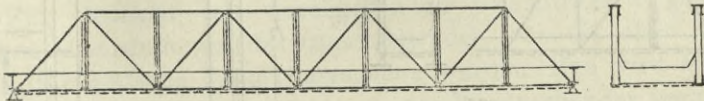


Abb. 763.

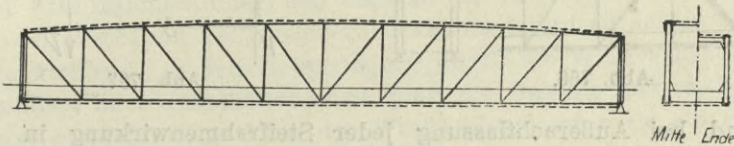
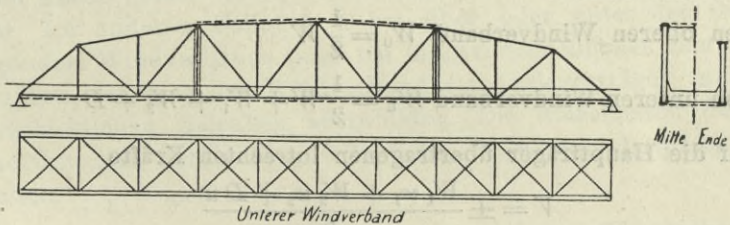
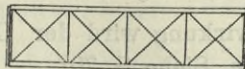


Abb. 764.



Unterer Windverband



Oberer Windverband

Abb. 765.

Querträger mit entsprechend kräftigen Eckaussteifungen zusammen. Schließen die Hauptträger mit schrägen Endpfosten ab, und wird der obere Windverband bis ans Trägerende geführt, so kann der Portalrahmen entweder in die Ebene der lotrechten Wandstäbe oder in die schräge Ebene der Endpfosten gelegt werden (Abb. 766 a, b). In letzterem Falle kann aber auf deren Einspannung durch den in senkrechter Ebene liegenden Querträger nicht gerechnet werden und es ist ein solches schräges Endportal als ein unten offener Zweigelenk-Rahmen aufzufassen.

Bezeichnet wieder (Abb. 767)

W den Winddruck auf die Hauptträger

W_1 „ „ „ „ Fahrzeuge,

W_2 „ „ „ „ vortretenden Teile der Fahrbahn,

D „ Seitendruck der Fahrzeuge,

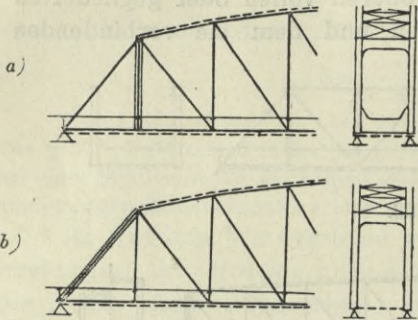


Abb. 766.

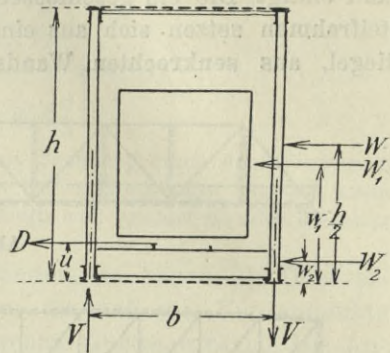


Abb. 767.

so sind bei Außerachtlassung jeder Steifrahmenwirkung in den Zwischenknotenpunkten und mit den Bezeichnungen der Abb. 767 die Winddruckkräfte

auf den oberen Windverband $W_0 = \frac{1}{2} W$

auf den unteren Windverband $W_u = \frac{1}{2} W + W_1 + W_2 + D$

die auf die Hauptträger übertragenen lotrechten Kräfte

$$V = \pm \frac{W_1 w_1 + W_2 w_2 + D u}{b}$$

Durch eine Steifrahmenwirkung wird der Unterschied in den Belastungen etwas ausgeglichen. Siehe S. 708.

Zuweilen wird bei Straßenbrücken des besseren Aussehens wegen auch bei höheren Tragwänden der obere Windverband ganz weggelassen und die Brücke mit offenem Überbau ausgeführt. Die seitliche Stabilität ist dann durch entsprechend kräftig ausgebildete Halbrahmen, wie unter α), zu sichern.

γ) Bei Brücken mit die Fahrbahn hoch überragenden Tragwänden hat man nebst den beiden Windverbänden am Ober- und Untergurt in den Ebenen der lotrechten oder schrägen Ausfachungsstäbe auch noch Querverstrebungen in Form von Andreaskreuzen und Dreiecksverbänden angeordnet, die bis an die obere Begrenzung des freizuhaltenden Durchfahrtsprofils herabreichen. Man findet diese Anordnung bei allen älteren Brücken, wogegen die neuere Bauweise

es vorzieht, die Zwischen-Querverstrebungen ganz wegzulassen und dafür die Portalrahmen kräftig auszubilden. Die Zwischen-Querverstrebungen erzeugen nämlich im Verein mit der oberen Windverstrebung nicht nur ein unschönes und sehr unruhig wirkendes Stabgewirr, sie rufen auch schwer zu beurteilende Unbestimmtheiten in der Kräfteaufnahme hervor. Die beiden Windverbände werden durch sie zwar etwas gleichmäßiger zum Tragen gebracht, desgleichen auch die beiden Hauptträger bei einseitiger Belastung der Brückenfahrbahn, dafür können aber auf die mittleren schwachen Wandstäbe nicht unerhebliche Biegungsspannungen entfallen.

Für Brücken mit durchgehenden Balkenträgern gelten die gleichen Anordnungen des Querverbandes, wie sie oben unter 1. und 2. für einfache Balken angegeben wurden. Man wird alle Lager der Hauptträger auch zur Stützung des Windverbandes heranziehen, indem man ihn entweder unmittelbar oder mittels Querverstrebungen oder Streifrahmen über den Pfeilern an die aufgelagerten Knotenpunkte anschließt. Bei Auslegerbrücken ist darauf zu achten, daß die Gelenkwirkung in den Hauptträgern durch die Windverbände nicht behindert oder aufgehoben wird. Sind die Gelenke fest, d. h. nicht längsverschieblich, so kann der Windverband dann als ein gewöhnlicher durchgehender Träger ohne Gelenk aufgefaßt werden, wenn seine Ebene genau durch die Mittelpunkte der Hauptträgergelenke geht. Im anderen Falle, d. i. bei über oder unter den Gelenken liegendem Windverbände oder bei längsverschieblichen Hauptträgergelenken, ist auch der Windverband als Auslegerträger mit längsverschieblichen Gelenken auszubilden. Die Einzelheiten derartiger Anordnungen haben bereits in § 33, S. 483 u. f., Besprechung gefunden.

3. Bogenbrücken mit oben liegender Fahrbahn.

Unterhalb der Fahrbahn wird immer ein Windverband angeordnet, falls nicht eine zusammenhängende steife Fahrbahntafel dafür einen Ersatz bietet. Als Windgurte dienen besondere Streckgurte (S. 527). Ein zweiter Windverband wird in die Fläche eines der Bogengurte gelegt und der andere Bogengurt durch in den Ebenen der lotrechten oder radialen Ausfachungsstäbe angebrachte Querverstrebungen gegen ihn abgestützt (Abb. 768). Zwischen den auf den Bogen gestellten Ständern brauchen keine Querverstrebungen gegeben zu werden. Auch bei den Fachwerksbogen mit ausgefachten Zwickeln genügen zwei Windverbände, von denen der eine unterhalb der Fahrbahn zwischen den Obergurten, der andere zwischen den bogenförmigen Untergurten angebracht wird (Abb. 769). Der

obere Windverband stützt sich mittels in Form von Dreiecksverbänden ausgeführten Endquerverstrebungen auf den unteren Windverband oder unmittelbar auf die Bogenaufleger, oder er er-

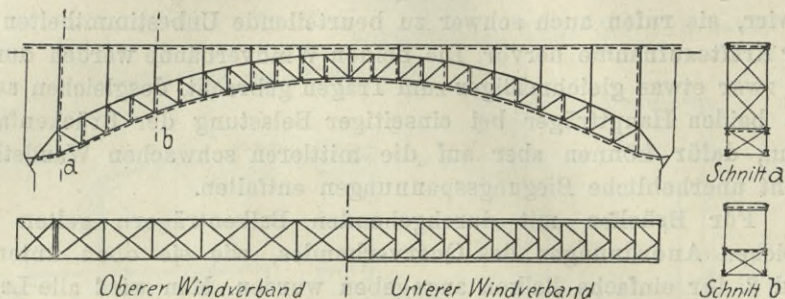


Abb. 768.

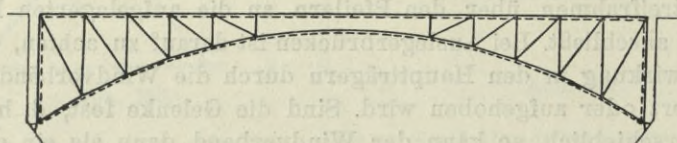


Abb. 769.

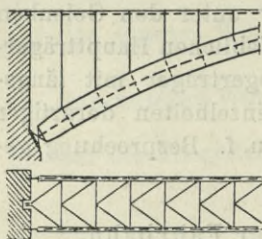


Abb. 770.

hält besondere wagrechte Auflager, die, um den Bogen nicht einzuspannen, längsverschieblich sein müssen (Abb. 770, siehe auch S. 524 und Abb. 617). Bei Blechbogen kann der untere Windverband in die Bogenachse gelegt oder an einen Gurt angeschlossen und nur im letzten Fache in die Lagermitte geführt werden.

Hat der Bogen ein Scheitelgelenk, so darf durch den Windverband dessen Beweglichkeit nicht behindert sein. Der nicht durch

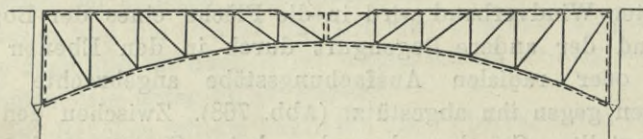


Abb. 771.

das Gelenk hindurchgehende Windverband ist daher zu unterbrechen und in jeder Hälfte durch eine Querverstrebung neben dem Gelenke auf den Bogen abzustützen (Abb. 771).

Man hat wohl auch nebst den beiden Windverbänden noch über die ganze Höhe der Ständer reichende Querverstrebungen ausgeführt, doch ist damit ein unnötiger Mehrverbrauch an Baustoff und eine Unbestimmtheit in der Verteilung der Kräfte auf die beiden Windstrebensysteme verbunden. Die Anordnung von Querverstrebungen wäre allenfalls nur bei hohen Ständern zwecks Verminderung ihrer freien Knicklänge gerechtfertigt.

Die lotrechten Zusatzkräfte V , die durch den Winddruck auf die beiden Hauptträger einer Bogenbrücke kommen, berechnen sich wie oben (S. 671) für eine Balkenbrücke. Die von ihnen in den Bogenauflagern hervorgerufenen Horizontalschübe treten daselbst zu dem lotrechten Kräftepaar, das dem Umsturmmoment der Seitenkräfte das Gleichgewicht hält.

4. Bogenbrücken mit angehängter Fahrbahn.

Es wird auch hier zunächst wieder ein Windverband unter der Fahrbahn angeordnet, für den bei fehlendem Zugbände ein besonderer Windgurt notwendig wird, der aber dann nicht beiderseitig an den

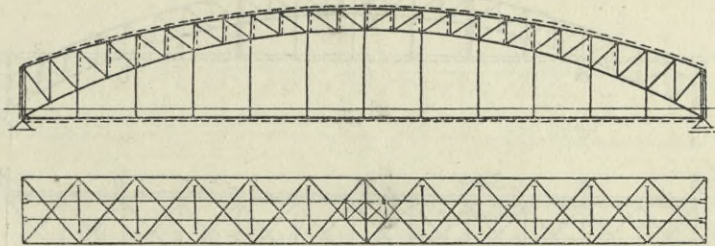


Abb. 772.

Bogen fest angeschlossen werden darf, um nicht als Zugband zu wirken. Bei Vorhandensein eines Zugbandes wird dieses als Windgurt ausgenützt. Ist die Fahrbahn in diesem Falle freischwebend ausgeführt (siehe S. 530), sind sonach die Hängestangen und Querträger nicht in fester Verbindung mit dem Zugbände, so sind die Windstreben an das Zugband anzuheften und es bilden die Querträger bloß mit stumpfem Kontakt eingebaute Druckpfosten, welche die in der Fahrbahn auftretenden Seitenkräfte auf die Windkreuze übertragen (Abb. 772).

Tritt der Bogen an den Enden unter die Fahrbahn, so führt man den Windverband entweder in seiner Ebene weiter und stützt ihn gegen wagrechte Lager im Pfeiler oder gegen den mit den Ständern zu einem Steifrahmen verbundenen Endquerträger (Abb. 773 und 774)

oder man führt ihn in der Ebene der unteren Bogengurtung unmittelbar zu den Bogenauflagern. Soll dabei keine Zugbandwirkung auftreten, so darf der Windgurt zwecks Aufnahme der Bremskräfte mit dem Bogen nur in einem Punkte (bei *a*, Abb. 774) in feste Verbindung gebracht werden und es sind die Anschlüsse der Windstreben an den Endquerträger *B* längsverschieblich zu machen. In *b* darf der Windgurt mit dem Bogen nicht verbunden werden und bei festem Anschluß der übrigen Querträger an den Windgurt sollen die kurzen Hängestangen in der Nähe von *b* mit dem Bogen gelenkig verbunden werden, um sie von den Biegungsspannungen

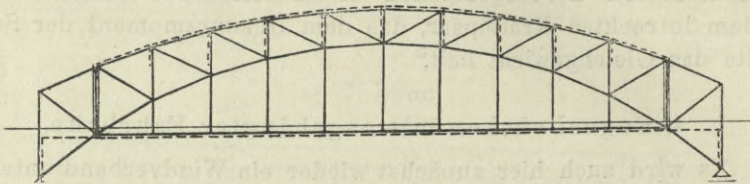


Abb. 773.

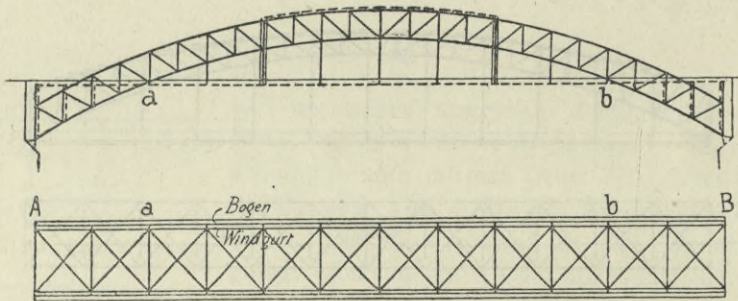


Abb. 774.

infolge der Wärmeausdehnung der Fahrbahn freizuhalten (siehe S. 561). Der Bremsverband ist an das festgehaltene Ende nach *a* zu verlegen.

Eine andere Anordnung des unteren Windverbandes bei einem Bogen ohne Zugband zeigt Abb. 775. Er ist im äußeren Teile in der Fläche der unteren Bogengurtungen geführt, so weit diese unter der Fahrbahn liegen, und im mittleren Teile zwischen *a* und *b* unter Anordnung besonderer Windgurte, die aber nur in *a* fest angeschlossen sind. Bei *b* ist der Windverband unterbrochen und daselbst wagrecht und längsverschieblich an dem Querträger gelagert. Der am Bogenuntergurt zwischen *b* und dem rechten Bogenaufleger liegende Windverband wirkt als Kragträger. Die auf

die seitlichen, über dem Bogen gelegenen Teile der Fahrbahn einwirkenden Seitenkräfte werden durch unter der Fahrbahn liegende Querverstrebungen auf den unteren Verband übertragen. Bei größerer Länge dieser Teile kann hier zur Entlastung der Querverstrebungen auch noch eine von den Trägerenden bis a , beziehungsweise b reichende Windverstrebung unmittelbar unter der Fahrbahn gegeben werden.

Der über die Fahrbahn ragende Bogen erhält in der Regel, soweit es die Freihaltung der lichten Durchfahrtshöhe zuläßt, einen oberen Windverband zwischen den Bogen-Obergurten. Die Untergurte sind durch Querverstrebungen darauf abzustützen (Abb. 773). Fehlt es an der hierzu notwendigen Trägerhöhe, so empfiehlt es sich, die unter kräftiger Eckaussteifung mit den Querträgern verbundenen Hängestangen als Wandstäbe durch den Bogen reichen zu lassen und durch deren Steifigkeit das seitliche Ausweichen der Bogen-

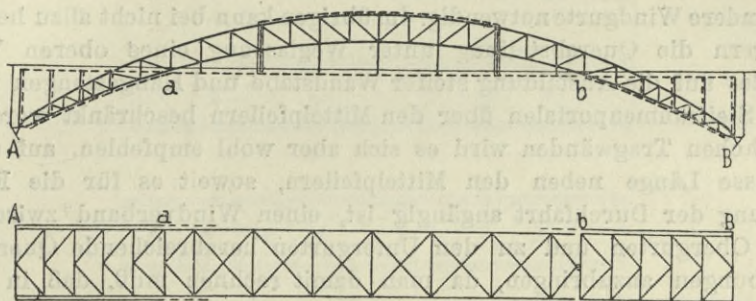


Abb. 775.

gurte zu sichern. Im übrigen entspricht die Anordnung derjenigen bei Balkenbrücken mit tief liegender Fahrbahn. Die Enden des oberen Windverbandes sind durch Steifrahmen abzufangen, die entweder als Portalrahmen den Stützendruck der oberen Windverstrebung unmittelbar auf die Lager (Abb. 772) oder bei nicht bis ans Trägerende reichendem oberem Verbande an die untere Windverstrebung abgeben (Abb. 773 und 774).

Bei Straßenbrücken hat man zuweilen nicht nur bei zu geringer Tragwandhöhe, sondern auch aus Schönheitsrücksichten den oberen Verband ganz weggelassen oder bloß auf einzelne Querriegel beschränkt. In diesem Falle muß aber durch Ausbildung kräftiger Steifrahmen die Sicherheit gegen ein seitliches Ausknicken der Bogen gewonnen werden.

5. Hängebrücken.

Bei den Hängebrücken mit Versteifungsträgern ist der Windverband in gleicher Art wie bei Balkenbrücken mit den Versteifungs-

trägern als Hauptträgern auszubilden. Es kommen also, je nachdem die Versteifungsträger unter oder über der Fahrbahn liegen, die Anordnungen 1 α , β , γ oder 2 α , β zur Anwendung. Enthält der Versteifungsträger Gelenke, so ist der Windverband wie bei Ausleger- oder Gelenkbogenträgern so einzurichten, daß er das statische Verhalten der Träger nicht beeinträchtigt. Die Ketten oder Kabel sind nur auf Zug beansprucht und bedürfen daher keiner seitlichen Absteifung. Sie erhalten keinen Windverband; die geringen auf sie einwirkenden Windkräfte werden an die Pylonen abgegeben, bei großen Spannweiten allenfalls auch noch an einzelne steif ausgebildete Hängestangen (siehe S. 623).

Fachwerkshängebrücken erhalten zunächst auch wieder einen unter der Fahrbahn liegenden Windverband. Bei Trägern mit Zwickelausfachung dient der gerade Untergurt als Windgurt, sonst sind besondere Windgurte notwendig. Im übrigen kann bei nicht allzu hohen Trägern die Querabsteifung unter Weglassung eines oberen Verbandes auf die Ausbildung steifer Wandstäbe und Hängestangen und von Steifrahmenportalen über den Mittelpfeilern beschränkt werden. Bei hohen Tragwänden wird es sich aber wohl empfehlen, auf eine gewisse Länge neben den Mittelpfeilern, soweit es für die Freihaltung der Durchfahrt angängig ist, einen Windverband zwischen den Obergurten und zu den Untergurten herabreichende Querverstrebungen anzubringen, da man damit rechnen muß, daß in den Stabgliedern des Fachwerkshängeträgers auch Druckkräfte auftreten können, die ein seitliches Festhalten der Knotenpunkte erwünscht erscheinen lassen.

§ 45. Der Windverband.

Die Hauptträgergurte sind in der Regel zugleich Gurte des Windverbandes. Letzterer bildet einen wagrechten oder in der Fläche des Gurtes liegenden Fachwerksträger, dessen Knotenpunkte mit den Knotenpunkten des Hauptträgers zusammenfallen. Als Ausfachung kann bei kleinem Hauptträgerabstande ein einfacher Strebenzug genügen (Abb. 776a). Die Windstreben nehmen dann die ganze Querkraft eines jeden Faches auf und sind auf Druck für ihre ganze Länge als Knicklänge zu bemessen. In der Regel ordnet man aber ein doppeltes Windstreben-system an (Abb. 776b), zu dem gewöhnlich auch noch normale Pfosten treten (Abb. 776c), die durch die Querträger oder besondere Querriegel gebildet werden. Das System des Windverbandes wird dadurch allerdings in höherem Grade statisch unbestimmt, doch ist für die in Betracht kommenden Belastungsfälle mit ziemlich gleichmäßig über sämtliche Knoten ver-

teilten Lasten die einfache angenäherte Spannungsberechnung durchaus zulässig und ausreichend.

Es ist danach bei den Systemen der Abb. 776b und c und bei durchwegs steifer Ausbildung aller Windstreben die Spannung einer Windstrebe

$$S = \pm \frac{1}{2} Q \sec \alpha$$

wenn Q die aus den angreifenden wagrechten Kräften berechnete größte Querkraft im betreffenden Fache ist. Für einen nicht in wagrechter Ebene liegenden Windverband sind die für seine horizontale Projektion berechneten Kräfte noch mit der Sekante des Winkels β zu multiplizieren, den der Stab mit der wagrechten Ebene bildet.

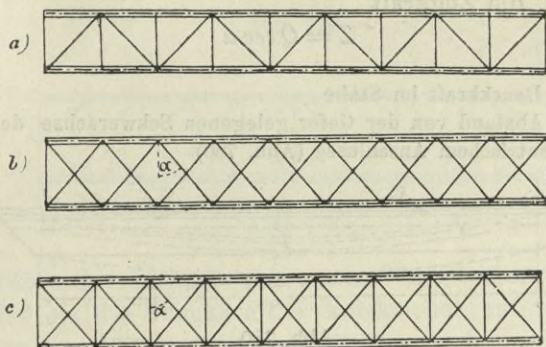


Abb. 776.

Als Knicklänge kann für das Ausknicken in der Ebene des Windverbandes bei an der Kreuzungsstelle miteinander verbundenen Streben die halbe Strebenlänge angenommen werden. Für das Ausknicken in der darauf senkrechten Richtung ist diese Annahme nur dann zulässig, wenn die Kreuzungsstelle, wie beispielsweise in Abb. 777 durch einen Querträger oder steifen Zwischenquerriegel, lotrecht gehalten ist. Bei einem nicht unter der Fahrbahn gelegenen, also nicht durch die Fahrbahnträger zu stützenden Windverbände mit weitmaschiger Ausfachung ordnet man zu diesem Zwecke auch einen unterstützenden Längsriegel an (Abb. 778). Andernfalls wird man auch bei gekreuzten Windstreben für die Beurteilung des Knickwiderstandes in lotrechter Richtung der Sicherheit wegen zumindest $\frac{3}{4}$ der Strebenlänge als Knicklänge einzuführen haben¹⁾. Dies gilt insbesondere für Windverbände mit

¹⁾ Es ist überdies nicht zu übersehen, daß infolge der Durchbiegung der Windstreben durch ihr Eigengewicht ein Knickzustand eintritt, der um so ungünstiger ist, je größer der Biegungs Pfeil ist.

fehlenden Pfosten (Abb. 776b), wogegen beim Vorhandensein drucksteifer Pfosten (Querträger oder Querriegel, Abb. 776c) auf die Knicksicherheit der Windstreben allerdings nicht in dem gleichen Maße Bedacht genommen zu werden braucht. Man muß dann nur

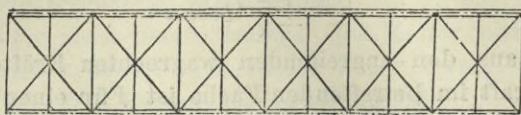


Abb. 777.

den Strebenquerschnitt so bemessen, daß er die ganze Querkraft auf Zug, d. i. die Zugkraft

$$Z = Q \sec \alpha$$

Ist S die Druckkraft im Stabe

e ihr Abstand von der tiefer gelegenen Schwerachse des Stabes bei exzentrischem Anschlusse (Abb. 780)

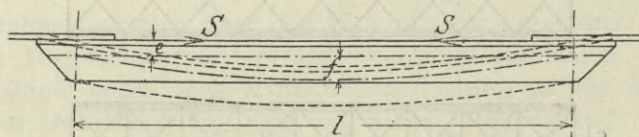


Abb. 780.

$M = \frac{1}{8} gl^2$ das Moment vom Eigengewicht in der Stabmitte

$\frac{\pi^2 EJ}{l^2}$ die Grenzlast für das Ausknicken in lotrechter Richtung

so folgt der Biegungs Pfeil f annähernd aus $M + S(e + f) = \frac{\pi^2 EJ}{l^2} \cdot f$

$$f = \frac{M + Se}{\frac{\pi^2 EJ}{l^2} - S}$$

Liegt die Anschlußfläche des Stabes unter seiner Schwerachse, so ist e negativ einzusetzen. Der Biegungs Pfeil wird dann kleiner und er kann auch negativ werden, d. h. der Stab biegt sich nach oben.

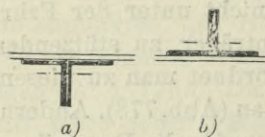


Abb. 781.

Die Stabspannung setzt sich aus der axialen Druckspannung $\frac{S}{F}$ und der Biegungs Spannung $\frac{M + S(f + e)}{W} = \pi^2 E \frac{f a}{l^2}$ zusammen, worin F den Nutzquerschnitt, a den Abstand des Druckrandes vom Schwerpunkt bezeichnet.

Nach oben gekehrte Winkel (Abb. 781a) sind demnach günstiger beansprucht als nach unten gekehrte Winkel (Abb. 781b).

aufzunehmen vermag. In diesem Falle könnten die Windstreben sogar durchwegs aus Flachstäben gebildet werden, wie dies bei den älteren Brücken geschehen ist, jedoch empfiehlt sich diese jetzt auch allgemein verlassene Ausführungsweise nicht, da die liegenden Flachstäbe mit starker Anspannung eingefügt werden müßten, um sie nicht von ihrem Eigengewicht durchhängen zu lassen.

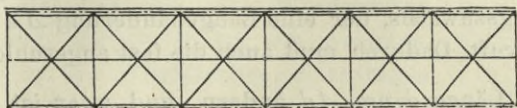


Abb. 778.

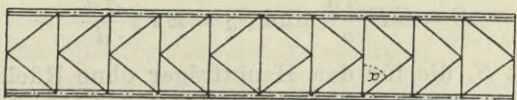


Abb. 779.

Man führe demnach die gekreuzten Windstreben wo möglich so steif aus, daß sie die Druckkraft S knicksicher aufnehmen können, bemesse aber überdies ihren Querschnitt für die doppelt so große Zugkraft Z . Die Inanspruchnahme kann dabei höher als für die von den lotrechten Lasten (Eigengewicht und Verkehrslast) beanspruchten Teile der Tragkonstruktion, und zwar nach den österreichischen Vorschriften mit 1200 kg/cm^2 , zugelassen werden.

Bei großem Hauptträgerabstände werden die Windstreben bei der Ausfachung nach Abb. 776c sehr lang und für den Baustoffaufwand ungünstig steil geneigt. Man läßt sie dann besser mit Unterstützung des Kreuzungspunktes über zwei Fachweiten reichen (Abb. 777) oder ordnet eine K-Ausfachung an (Abb. 779). Bei letzterer hat wieder jede Halbstrebe Zug und Druck von der Größe $\frac{1}{2} Q \sec \alpha$ aufzunehmen mit ihrer Länge als freie Knicklänge für beide Ausbiegungsrichtungen.

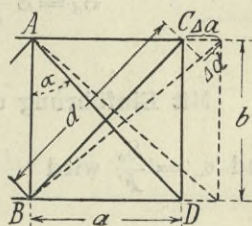


Abb. 782.

Das K-Fachwerk hat in der Anwendung auf den Windverband gegenüber dem gekreuzten System den Vorteil, daß die Zusatzspannungen, die in die Windstreben durch die Hauptträgerbelastung kommen, bei ihm erheblich herabgemindert sind.

Betrachten wir ein Fach $ABCD$ eines Windverbandes (Abb. 782).

Die gekreuzten Streben seien, wie es auch meist der Ausführung entspricht, erst dann eingefügt und an die Hauptträgergurte angeschlossen worden, nachdem der Überbau freigelegt wurde und die Brücke unter ihrer vollen Eigengewichtswirkung steht. Die Windstreben sind sonach spannungslos, wogegen in den Gurten die von der ständigen Belastung herrührende Spannung wirksam ist. Tritt nun eine Verkehrsbelastung hinzu, so erfahren die Hauptträgergurte einen Spannungszuwachs, der eine Längenänderung Δa in der Fachweite a hervorruft. Dadurch muß auch die fest angeschlossene Winddiagonale ihre Länge d um Δd ändern, und zwar ist $\Delta d = \frac{a}{d} \Delta a$.

Die den Längenänderungen entsprechenden Stabkräfte sind, wenn F und F_a die Querschnittsflächen von Gurt und Windstrebe sind,

$$S = E F \frac{\Delta a}{a} \quad \text{und} \quad S_a = E F_a \frac{\Delta d}{d}$$

Bezeichnet S_0 die für den Hauptträger ohne Rücksicht auf die Windstrebenwirkung berechnete Gurtkraft infolge der Verkehrsbelastung, so ist die tatsächliche Gurtkraft

$$S = S_0 - S_a \frac{a}{d} = S_0 - E F_a \frac{a}{d} \frac{\Delta d}{d} = S_0 - E F_a \frac{a^3}{d^3} \frac{\Delta a}{a} = S_0 - \frac{F_a a^3}{F d^3} S$$

mithin

$$S = \frac{1}{1 + \frac{F_a a^3}{F d^3}} \cdot S_0$$

und

$$S_a = S \frac{F_a}{F} \cdot \frac{a}{d} \frac{\Delta d}{\Delta a} = \frac{F_a a^2}{F d^2} \frac{1}{1 + \frac{F_a a^3}{F d^3}} \cdot S_0$$

Mit Einführung der spezifischen Spannungen $\sigma = \frac{S}{F}$, $\sigma_a = \frac{S_a}{F_a}$

und $\sigma_0 = \frac{S_0}{F}$ wird

$$\sigma_a = \frac{a^3}{d^2} \frac{1}{1 + \frac{F_a a^3}{F d^3}} \sigma_0$$

$$\sigma = \frac{1}{1 + \frac{F_a a^3}{F d^3}} \sigma_0$$

oder wegen der Kleinheit von $\frac{F_a}{F}$ auch sehr nahe

$$\sigma_a = \frac{a^2}{d^2} \cdot \sigma_0 \quad \text{und} \quad \sigma = \sigma_0$$

Die in die Windstreben eintretende Spannung ist sonach ein Bruchteil der Gurtspannung. Bei einer Strebenneigung von 45° ist $\sigma_d = \frac{1}{2} \sigma$, mithin, auch wenn für σ nur die Verkehrslastspannung der Gurte gesetzt wird, immerhin erheblich.

Für die K-Ausfachung wird diese Zusatzspannung in den Windstreben um Vieles kleiner, da der Biegungswiderstand der Querträger oder Querpfeiler, an die die Windstreben anschließen, kein derartiger ist, um nennenswerte Kräfte in die Windstreben einzutragen (Abb. 783).

Als Windstreben werden einfache und zusammengesetzte Winkeleisen, auch \perp -Eisen verwendet. Je nach der erforderlichen Querschnittsgröße kommen die in Abb. 784 a—g dargestellten Querschnittsformen zur Anwendung.

Will man größere Steifigkeit in lotrechter Richtung erzielen, so verwendet man ungleichschenklige Winkel mit lotrecht gestelltem längeren Schenkel oder die Querschnittsformen c), e) oder g). Überschneidungen der sich kreuzenden Stäbe können bei den Stabquerschnitten a), b) und f) vermieden werden, wenn man bei dem einen Stabe die Flantschen nach oben, bei dem andern nach

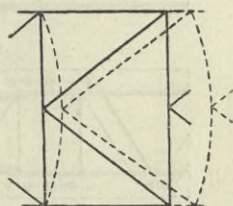


Abb. 783.

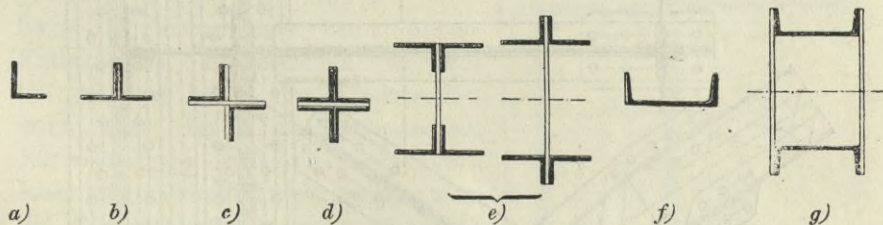


Abb. 784.

unten legt. Dies ist auch bei den Stabquerschnitten e) und g) möglich. Sonst ist an den Kreuzungsstellen auf eine die Steifigkeit sichernde Stoßdeckung zu sehen.

Stäbe, die in ihrer Schwerachse angeschlossen werden können, sind solchen mit einseitigem Anschlusse vorzuziehen. Auch die Stäbe mit den Querschnittsformen e und g lassen sich in ihrer wagrechten Schwerachse anschließen entweder mittels Hilfswinkel oder indem man bei nach außen stehenden Flantschen die Winkel- oder \perp -Eisen am Stabende zusammenführt (Abb. 785), oder den Anschluß solcher Stäbe durch doppelte Anschlußbleche oben und unten bewerkstelligt.

Der Anschluß der Windstreben an die Gurtungen kann nur selten unmittelbar erfolgen, in der Regel sind dazu Knotenbleche

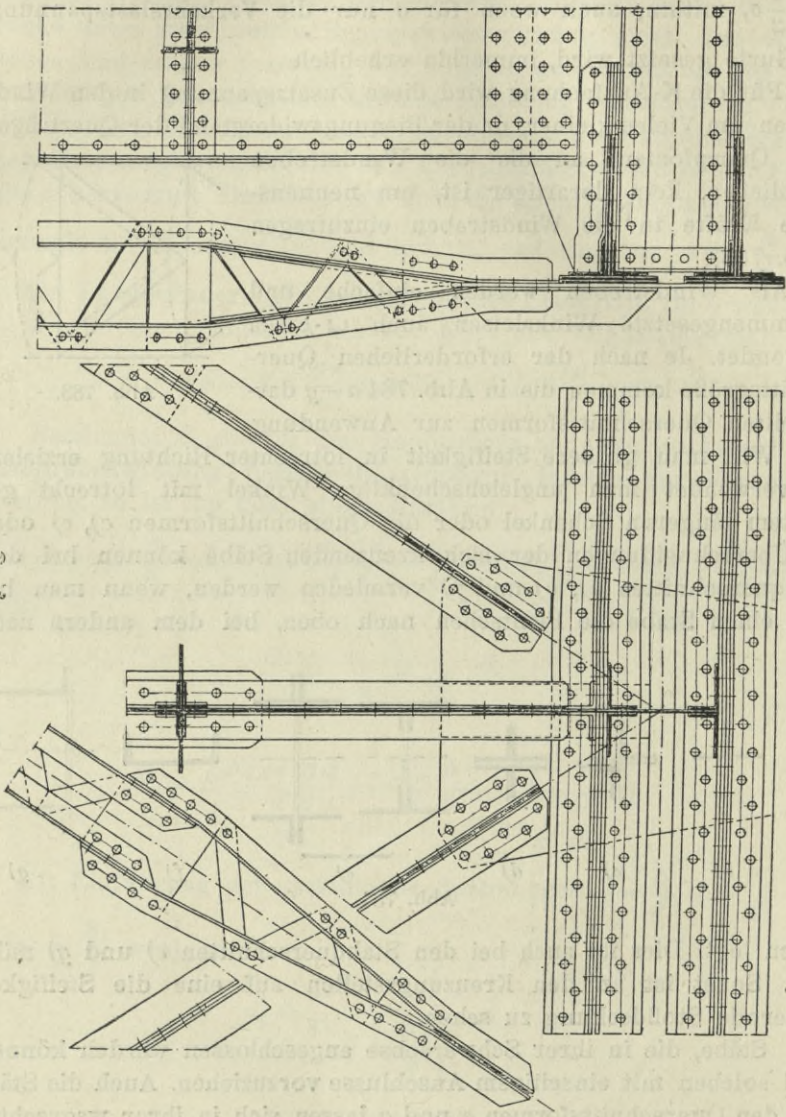


Abb. 785.

notwendig. Diese sollen den Gurt in seiner ganzen Breite, und zwei-stegige Gurtungen nicht bloß in einer Hälfte fassen. Wo letzteres unvermeidlich ist, muß darauf gerechnet werden, daß die Wind-

strebenkräfte durch die eingenieteten Wandpfosten oder sonstige Verbindungsteile über den Gurtquerschnitt verteilt werden (Abb. 756). Die Anschlußnieten sollen nicht auf Zug, sondern auf Abscherung beansprucht werden, daher ein seitliches Anheften der Bleche an die Gurtstege nicht gützuheißen ist, wenn sie nicht auch an die Querpfosten oder Querriegel durch Nieten angeschlossen werden. Die Achsen der Windstreben sollen sich in der Achse der Gurtung treffen (Abb. 755, 756 und 785). Dies kann allerdings bei breiten Gurten große Anschlußbleche erfordern. Man hat deshalb bei schwächeren Windstreben wohl auch einen exzentrischen Anschluß durchgeführt (Abb. 786), hat aber dann die erhöhte Beanspruchung der Gurte zu berücksichtigen. Wo die Lage des Windverbandes es zuläßt, legt man die Anschlußbleche auf die wagrechten Gurtplatten (Abb. 755) und kann sie dann auch zur Deckung der Stöße in letzteren verwenden. Die bei abgesetzten Gurtplatten ungleich hohe Lage der Anschlüsse kann durch Futterbleche ausgeglichen werden, bei größerer Länge der Windstreben wird aber davon auch abgesehen. Für kleinere Brücken, besonders Blechträgerbrücken zieht man es vor, die Windstreben-Knotenbleche an die inneren Flantschenflächen der Gurtwinkel anzuheften, weil sie dann sämtlich in eine Ebene kommen.

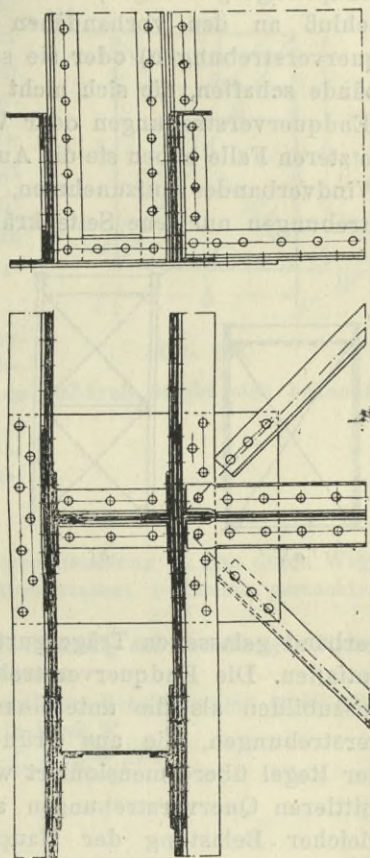


Abb. 786.

Eckige Gurtungen erfordern nach den Gurtlinien abgebogene Knotenbleche.

Windstreben, die unter einem Querträger kreuzen, werden an dessen Untergurt angeschlossen oder an ihn mit Flachband angehängt. Bei höherer Lage der Windstreben kann deren Anschluß an den Steg des Querträgers erfolgen, oder man läßt die Windstreben durch eine Aussparung im Querträgersteg hindurchreichen.

§ 46. Querverstreben.

Die Querverstreben zwischen den Tragwänden werden entweder in Form gekreuzter Streben mit oberem und unterem Querriegel (Andreaskreuze), als Dreiecksverbände oder als Steifrahmen ausgebildet.

Sie haben, wie schon oben gesagt wurde, die Aufgabe, die Hauptträgergurtungen, an denen kein Windverband liegt, durch Anschluß an den vorhandenen Windverband abzusteißen (Zwischenquerverstreben) oder sie sollen Stützpunkte für solche Windverbände schaffen, die sich nicht unmittelbar gegen feste Punkte legen. (Endquerverstreben oder Verstreben über den Pfeilern). Im letzteren Falle haben sie die Auflagerkräfte des von ihnen gestützten Windverbandes aufzunehmen, wogegen auf die Zwischenquerverstreben nur jene Seitenkräfte wirken, die auf den ohne Wind-

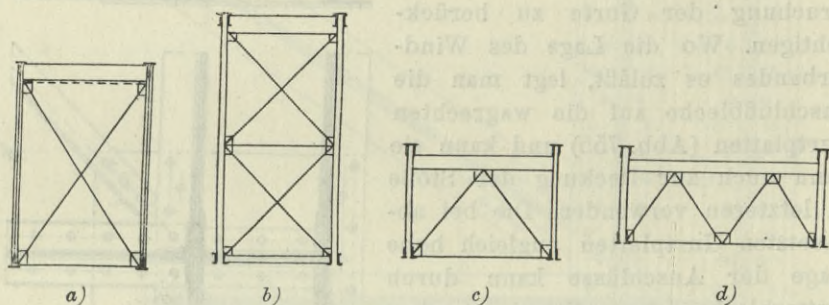


Abb. 787.

verband gelassenen Trägergurt im Abstände zweier Verstreben entfallen. Die Endquerverstreben sind dementsprechend stärker auszubilden als die untereinander gleichzuhaltenden Zwischenquerverstreben, die aus Gründen der praktischen Ausführung in der Regel überdimensioniert werden müssen. Es ist aber bei den mittleren Querverstreben auch auf die Beanspruchung bei ungleicher Belastung der Hauptträger Bedacht zu nehmen (siehe S. 673).

1. Brücken mit oben liegender Fahrbahn.

Bei oben liegender oder gering versenkter Fahrbahn werden die unterhalb der Fahrbahn in den Ebenen der lotrechten Wandpfosten (oder der schrägen Druckstäbe) angeordneten Querverstreben in Form einfacher oder doppelter Andreaskreuze oder als Dreiecksverband ausgeführt (Abb. 787a—d). Bei letzterer Anordnung entstehen an den Querträgern Zwischenstützpunkte, die aber nur bei

entsprechend kräftiger und steifer Ausbildung der Streben als wirksam anzusehen sind und auf deren elastische Nachgiebigkeit Rücksicht genommen werden muß. Die Berechnung hat bei der Anordnung der Abb. 787c (siehe auch die Abb. 134 u. 223 im Bd. III/1) nach der Theorie des Dreieckssprengwerks (Bd. I, S. 178) zu erfolgen; für die Anordnung der Abb. 787d wurde sie auf S. 217, Bd. III 1, gegeben.

Für die Streben der Andreaskreuze genügen beiden Zwischenquerstreben meist einfache Winkel, die stärkeren Endquerstreben bildet man aus doppelten oder kreuzweise gestellten Winkel- oder aus \perp -Eisen. Ihr Anschluß erfolgt an Knotenblechen, die nicht bloß mit den Wandpfosten, sondern auch mit den Querriegeln oder Querträgern zu verbinden sind.

Der Viereckrahmen mit gekreuzten Streben bildet ein einfach statisch unbestimmtes Stabwerk. Die im überzähligen Stabe auftretende Stabkraft ergibt sich bekanntlich aus

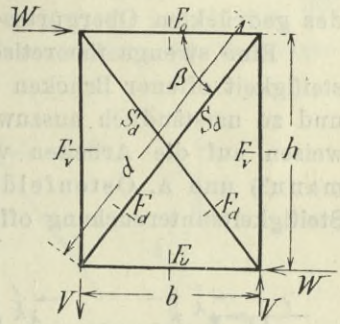


Abb. 788.

$$S = - \frac{\sum r \odot u}{\sum r u^3}$$

worin $r = \frac{l}{F} = \text{Stablänge: Stabquerschnitt}$

\odot die Stabkräfte infolge der äußeren Belastung in dem durch Weglassung des überzähligen Stabes statisch bestimmt gemachten System

u die Stabkräfte infolge zweier in Richtung des überzähligen Stabes wirkenden Gegenkräfte 1 bezeichnet.

Mit Einführung der aus Abb. 788 ersichtlichen Bezeichnungen erhält man für eine an einer Ecke angreifende wagrechte Kraft W

$$S_d = \mu W \sec \beta \qquad S'_d = -(1 - \mu) W \sec \beta$$

worin

$$\mu = \frac{d^3 + h^3 \frac{F_d}{F_v}}{2 \left(d^3 + h^3 \frac{F_d}{F_v} \right) + b^3 \left(\frac{F_d}{F_o} + \frac{F_d}{F_u} \right)}$$

μ ist immer $< \frac{1}{2}$ sonach $-S'_d > \frac{1}{2} W \sec \beta$, doch nähern sich die Strebenkräfte dem Werte $\pm \frac{1}{2} W \sec \beta$, wenn ihr Querschnitt F_d im Verhältnis zu den Riegelquerschnitten F_o und F_u klein ist.

Greift die Kraft W zur Hälfte je im linken und rechten oberen Eckknoten an (Stützenkraft des Windverbandes), so ist immer $S_d = -S'_d = \frac{1}{2} W \sec \beta$.

2. Trogbrücken.

Bei diesen nur mit einem unteren Windverband versehenen Brückenüberbauten handelt es sich um die Sicherung der freistehenden Obergurte gegen seitliches Ausbiegen und Ausknicken und dient dazu die Verbindung der senkrechten Wandpfosten mit den Querträgern oder besonderen Querriegeln zu biegungssteifen Halbrahmen, die um so kräftiger zu halten sind, je geringer die Knicksteifigkeit des gedrückten Obergurtes an sich ist.

Eine strenge theoretische Behandlung des Problems der Seitensteifigkeit offener Brücken führt zu nicht einfachen Untersuchungen und zu umständlich auszuwertenden Gleichungssystemen. Wir verweisen auf die Arbeiten von Müller-Breslau¹⁾, Dr. H. Zimmermann²⁾ und A. Ostenfeld³⁾. Vielfach begnügt man sich bei der Steifigkeitsuntersuchung offener Brücken nur mit der unten ange-

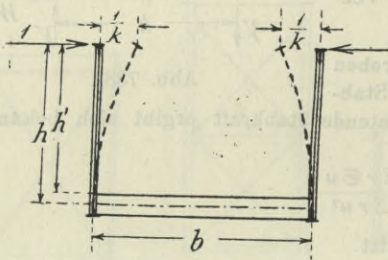


Abb. 789.

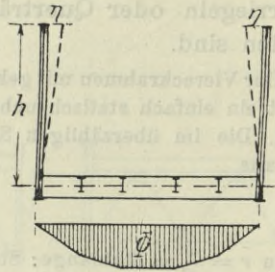


Abb. 790.

gebenen einfachen Formel von Engesser⁴⁾, die unter Annahme einer stetigen Verteilung der Rahmenwiderstände abgeleitet, und bei entsprechend großer Gurtsteifigkeit, wie sie den praktischen Ausführungen entspricht, gut anwendbar ist.

Rahmenwiderstand. Die am Rahmenkopfe angreifende Kraft I (Abb. 789) bewirkt eine Ausbiegung, deren reziproker Wert mit k bezeichnet werde.

Es ist

$$\frac{1}{k} = \int_0^{h'} \frac{y^2 dy}{E J_1} + \int_0^{\frac{b}{2}} \frac{h^2 dx}{E J_2} \dots \dots \dots 151)$$

¹⁾ Müller-Breslau, Graphische Statik II, 2, S. 313 u. f.

²⁾ Dr. H. Zimmermann, „Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken“. Berlin, W. Ernst & Sohn. 1910.

³⁾ A. Ostenfeld, Die Seitensteifigkeit offener Brücken. „Beton und Eisen“ 1916.

⁴⁾ A. Engesser, Zusatzkräfte und Nebenspannungen II. Berlin 1893.

wenn J_1 das Trägheitsmoment der Vertikalen

J_2 das Trägheitsmoment des Querträgers bezeichnet.

Für konstantes J_1 und J_2 wird

$$\frac{1}{k} = \frac{h^3}{3 E J_1} + \frac{h^2 b}{2 E J_2} \dots \dots \dots 151 a)$$

Eine Belastung des Querträgers (Abb. 790) bewirkt eine Verdrehung der Vertikalen und an deren oberem Ende einen Ausschlag, der sich für den freien Halbrahmen und für symmetrische Belastung des Querträgers mit

$$\eta = \frac{h \Phi}{2 E J_2} \dots \dots \dots 152)$$

berechnet. Φ ist der Inhalt der einfachen Momentenfläche der Querträgerbelastung.

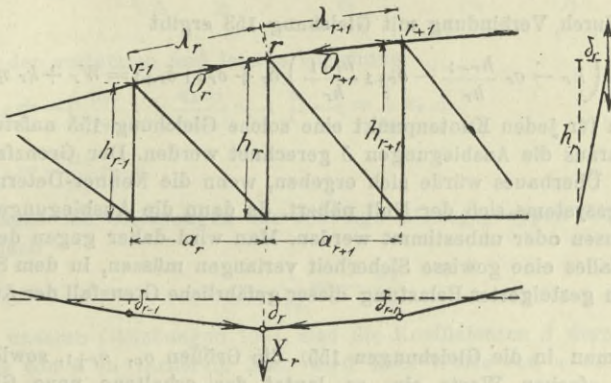


Abb. 791.

1. Die Knotenpunkte werden als Gelenke angenommen.

Es bezeichnet (Abb. 791)

O_r die Querkraft im r ten Gurtstabe, H_r deren Horizontalkomponente

λ_r die Gurtstablänge, a_r die Feldweite

h_r die Trägerhöhe

$$o_r = \frac{O_r}{\lambda_r} = \frac{H_r}{a_r}$$

η_r das wagrechte Ausweichen des r . Obergurtknotens infolge Belastung des Querträgers

δ_r dessen totales, wagrechtes Ausweichen aus der lotrechten Trägerebene, positiv nach innen.

Die im r . Knotenpunkte zusammentreffenden Stabkräfte liefern eine senkrecht zur Trägerebene gerichtete wagrechte Kraft X_r , die sich wie folgt berechnet:

Von den Gurtungen

$$O_r \frac{\delta_r - \delta_{r-1}}{\lambda_r} + O_{r+1} \frac{\delta_r - \delta_{r+1}}{\lambda_{r+1}}$$

von den Wandstäben

$$- \left[O_r \frac{h_r - h_{r-1}}{\lambda_r} - O_{r+1} \frac{h_{r+1} - h_r}{\lambda_{r+1}} \right] \frac{\delta_r}{h_r}$$

$$\begin{aligned} \beta_0 x_0 + \gamma_0 x_1 &= 0 \\ \alpha_1 x_0 + \beta_1 x_1 + \gamma_1 x_2 &= 0 \\ \alpha_2 x_1 + \beta_2 x_2 + \gamma_2 x_3 &= 0 \\ &\dots \dots \dots \\ \alpha_{z-1} x_{z-2} + \beta_{z-1} x_{z-1} + \gamma_{z-1} x_z &= 0 \\ \alpha_z x_{z-1} + \beta_z x_z &= 0 \end{aligned}$$

so sind die Lösungen

$$\begin{array}{l|l} x_0 = -\frac{\gamma_0}{\beta_0} x_1 = c_1 x_1 \dots \dots \dots & c_1 = -\frac{\gamma_0}{\beta_1} \\ x_2 = -\left(\frac{\beta_1}{\gamma_1} + \frac{\alpha_1}{\gamma_1} c_1\right) x_1 = \frac{1}{c_2} x_2 \dots \dots & \frac{1}{c_2} = -\frac{\beta_1}{\gamma_1} - \frac{\alpha_1}{\gamma_1} c_1 \\ x_3 = -\left(\frac{\beta_2}{\gamma_2} + \frac{\alpha_2}{\gamma_2} c_2\right) x_2 = \frac{1}{c_3} x_3 \dots \dots & \frac{1}{c_3} = -\frac{\beta_2}{\gamma_2} - \frac{\alpha_2}{\gamma_2} c_2 \\ \dots \dots \dots & \dots \dots \dots \end{array}$$

und aus der vorletzten und letzten Gleichung

$$\begin{aligned} x_z &= -\left(\frac{\beta_{z-1}}{\gamma_{z-1}} + \frac{\alpha_{z-1}}{\gamma_{z-1}} c_{z-1}\right) x_{z-1} = \frac{1}{c_z} x_{z-1} \\ x_z &= -\frac{\alpha_z}{\beta_z} x_{z-1} \end{aligned}$$

Damit die Gleichungen für beliebige Lösungsgruppen von x erfüllt sind, muß sonach

$$\frac{1}{c_z} = -\frac{\alpha_z}{\beta_z}$$

sein. In unseren Gleichungen 156) sind die Koeffizienten β durch verschiedene Annahme von n zu variieren. Man wird zwei Werte von n zu finden suchen, für welche das eine Mal $\frac{1}{c_z}$ größer, das andere Mal kleiner als $-\frac{\alpha_z}{\beta_z}$ wird und dazwischen n für den Gleichwert interpolieren. Bei vorhandener Symmetrie zur Trägermitte kann man sich auf die halbe Zahl der Gleichungen beschränken. Ist m der in der Trägermitte gelegene Knotenpunkt, so lauten die beiden letzten Gleichungen, da $\alpha_m = \gamma_m$ und $x_{m-1} = x_{m+1}$ ist,

$$\begin{aligned} \alpha_{m-1} x_{m-2} + \beta_{m-1} x_{m-1} + \gamma_{m-1} x_m &= 0 \dots \frac{1}{c_m} = -\frac{\beta_{m-1}}{\gamma_{m-1}} - \frac{\alpha_{m-1}}{\gamma_{m-1}} c_{m-1} \\ 2 \alpha_m x_{m-1} + \beta_m x_m &= 0 \end{aligned}$$

und es ist durch die Annahme von n die Bedingung zu erfüllen $\frac{1}{c_m} = -\frac{2 \alpha_m}{\beta_m}$.

2. Durchgehende Gurtungen ohne Gelenkknoten. Genaue Berechnung.

Durchgehende Gurtungen erhalten bei einer seitlichen Ausbiegung in den Knotenpunkten keine Knicke, sondern eine stetige Krümmung und es wird durch ihren Biegungswiderstand der Druck auf die aussteifenden Rahmen verringert. Die Sicherheit gegen Ausknicken ist größer als die vorstehend unter Annahme gelenkiger Knoten berechnete.

Bezeichnet M''_r das Biegemoment am rechten Ende des r . Gurtstabes (Abb. 792).

M'_{r+1} das Biegemoment am linken Ende des $(r + 1)$. Gurtstabes

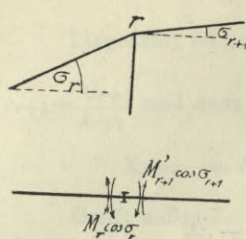


Abb. 792.

σ_r und σ_{r+1} die Gurtstabneigungswinkel gegen die Horizontale, so ist unter der Voraussetzung, daß die Rahmen-Vertikale kein wagrechtes Torsionsmoment aufzunehmen vermag, $M'_r \cos \sigma_r = M'_{r+1} \cos \sigma_{r+1} = M_r$

und es treten bei z Knotenpunkten zu den z unbekanntem Ausbiegungen δ noch, wenn wir die beiden Endknoten als frei drehbar annehmen, $z-2$ unbekanntem Momente M .

Nach dem Vorgange von Müller-Breslau¹⁾ werden zunächst die Gleichungen 155) modifiziert, indem X_r um den von den Momenten M_{r-1} , M_r und M_{r+1} , und ebenso die Ausbiegung des Rahmens δ_r , um den von der lotrechten

Momentenkomponente $M_r (tg \sigma_r - tg \sigma_{r+1})$ herrührenden Anteil verbessert wird. Zu den so erhaltenen z Gleichungen treten aber noch weitere $z-2$ Gleichungen, die aus der Horizontalprojektion der elastischen Linie der Gurtung abzuleiten sind. Jede dieser $2z-2$ Gleichungen enthält je 6 Unbekannte, nämlich die Momente und die Ausbiegungen in drei aufeinander folgenden Knotenpunkten. Als zulässige Annäherung schlägt Müller-Breslau vor, in der zweiten Gleichungsgruppe die Koeffizienten von M_{r-1} und M_{r+1} einander gleich zu setzen, wodurch die Elimination der Momente aus den Gleichungen der ersten Gruppe vereinfacht wird. Man erhält schließlich z Gleichungen mit den Ausbiegungen δ , die wieder wie oben dazu benützt werden können, um aus dem Verschwinden der Nenner-Determinante bei n -fach vergrößerter Belastung den vorhandenen Sicherheitsgrad n zu ermitteln.

Ostenfeld²⁾ schlägt für die genaue Berechnung einen anderen Weg ein. Er nimmt die wagrechten Knotenpunktsmomente M als Überzählige an und erhält durch deren Nullsetzung ein Hauptsystem, das mit dem ad 1) behandelten, bei dem Gelenkknoten vorausgesetzt wurden, übereinstimmt. Die Berechnung der Überzähligen kann dann nach der gewöhnlichen Methode der statisch unbestimmten Systeme erfolgen. Man stellt die Elastizitätsgleichungen auf, von denen die r te lautet

$$\sum_{x=0}^{x=z} M_x \varepsilon_{x r} = \mathfrak{A}_r$$

worin bezeichnet $\varepsilon_{x r}$ die wagrechte Verdrehung am x ten Knoten des Hauptsystems infolge eines Momentes $M_r = -1$ im Knoten r und \mathfrak{A}_r die virtuelle Arbeit der in den Rahmenköpfen angreifenden Kräfte infolge der Ausbiegungen durch $M_r = -1$. Eine jede dieser Gleichungen enthält sämtliche Überzählige; sie lassen sich aber durch Einführung von Eliminationsfaktoren auf ein fünf-gliedriges Gleichungssystem zurückführen. Aus der Bedingung, daß für die n -fache Belastung die Nenner-Determinante-Null wird, bestimmt sich wieder der Sicherheitsgrad n .

3. Näherungsberechnung nach Ostenfeld.

Eine wesentliche Vereinfachung der Berechnung bei meist ausreichender Genauigkeit erzielt man nach Ostenfeld durch ein Annäherungsverfahren, das

¹⁾ Graphische Statik II, 2, S. 326.

²⁾ „Die Seitensteifigkeit offener Brücken.“ Zeitschrift „Beton und Eisen“, 1916.

darauf beruht, daß alle Knotenpunkte außer demjenigen auf dem betrachteten Rahmen als reibungslose Gelenke aufgefaßt werden. Nimmt man den Gurt an dem Knotenpunkte r durchgehend an, so leistet er daselbst seiner Ausbiegung einen Widerstand. Dieser rechnet sich bei dem der doppelten Fachweite $2a$ entsprechenden Biegungspfeil f (Abb. 793) aus:

$$P = \frac{2H}{a(1 - a \cotg \alpha)} f = 2 \frac{0}{1 - a \cotg \alpha} \cdot f = p \cdot f$$

worin

$$\alpha = \sqrt{\frac{H a^2}{E J}}$$

und H die Gurtkraft des wagrechteten Gurtes

J das Trägheitsmoment des Gurtquerschnittes

beide als Mittelwert der zwei benachbarten Felder verstanden, bezeichnet.

Bei geneigtem Gurte ist H und a durch O und λ zu ersetzen, sonach

$$\alpha = \sqrt{\frac{O \lambda^2}{E J}} \text{ und } \dots p = 2 \frac{0}{1 - a \cotg \alpha} \dots \dots \dots 157)$$

Ist

$$K = \frac{\pi^2 E J}{\lambda^2}$$

die Eulersche Knicklast des Obergurtes für die Feldlänge λ als freie Knicklänge, so kann man auch setzen

$$\alpha = \pi \sqrt{\frac{O}{K}} \dots \dots \dots 157a)$$

Drückt man unter Festhaltung der früheren Bezeichnung (*sub 1*) f durch die wagrechten Verschiebungen der drei benachbarten Knotenpunkte aus:

$$f = -\frac{1}{2} \delta_{r-1} + \delta_r - \frac{1}{2} \delta_{r+1}$$

so ist die Vergrößerung des Ausbiegungswiderstandes des r . Halbrahmens

$$P_r = p_r f_r = p_r \left(-\frac{1}{2} \delta_{r-1} + \delta_r - \frac{1}{2} \delta_{r+1} \right) \dots \dots \dots 158)$$

worin p_r durch die Gleichung 157) bestimmt ist.

Bei einem eckigen Trägergurt mit den Gurtneigungen σ_r und σ_{r+1} zur Horizontalen entsteht aber durch die in den Gurtstabebenen wirkenden Momente

$\frac{1}{2} P_r \lambda_r$ noch ein Biegemoment in der Ebene des r ten Halbrahmens von der Größe

$$\frac{1}{2} P_r \lambda_r (\sin \sigma_r - \sin \sigma_{r+1}) = \frac{1}{2} P_r a (tg \sigma_r - tg \sigma_{r+1})$$

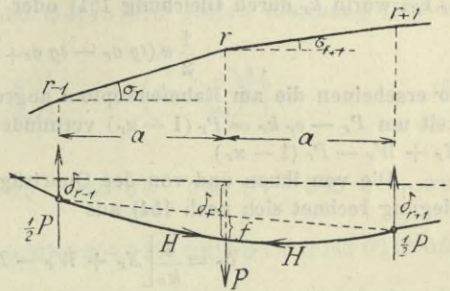


Abb. 793.

und dadurch eine Ausbiegung des freien Rahmens

$$v_r = \frac{1}{2} P_r a (tg \sigma_r - tg \sigma_{r+1}) \mu_r$$

wenn

$$\mu_r = \frac{h'^2}{2 E J_1} + \frac{b h}{2 E J_2} \dots \dots \dots 159)$$

Dieser Ausbiegung entspricht eine am Rahmenkopfe angreifende Kraft $v_r k_r$, worin k_r durch Gleichung 151) oder 151a) bestimmt ist. Setzt man

$$\frac{1}{2} a (tg \sigma_r - tg \sigma_{r+1}) \mu_r k_r = \alpha_r \dots \dots \dots 160)$$

so erscheinen die am Rahmenkopfe r angreifenden Kräfte durch die Gurtsteifigkeit um $P_r - v_r k_r = P_r (1 - \alpha_r)$ vermindert und insgesamt ausgedrückt durch $X_r + W_r - P_r (1 - \alpha_r)$.

Die von ihnen und von der Querträgerbelastung verursachte Rahmenausbiegung rechnet sich nach 154) aus

$$\delta_r = \frac{1}{k_r} \left[X_r + W_r - P_r (1 - \alpha_r) \right] + \eta_r$$

Setzt man hierin schließlich für X_r den durch Gleichung 153) gegebenen Ausdruck und für P_r den Wert aus Gleichung 158, so erhält man

$$\left[o_r - \frac{1}{2} p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_{r-1} + \left[k_r - o_r \frac{h_{r-1}}{h_r} - o_{r+1} \frac{h_{r+1}}{h_r} + p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_r + \left[o_{r+1} - \frac{1}{2} p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_{r+1} = W_r + k_r \eta_r \dots \dots \dots 161)$$

Diese Gleichung ist auf sämtliche Knotenpunkte anzuwenden mit Ausnahme des ersten und letzten Knotens. Für diese entfällt sie entweder ganz, wenn die Endhöhe $h_0 = 0$ und damit auch $\delta_0 = 0$ ist, oder sie ist mit Rücksicht darauf, daß der betrachtete Endknoten nicht in der Mitte, sondern am Ende des über zwei Felder reichenden durchgehenden Gurtstabes liegt, durch die nachstehende Gleichung als erste in der Gleichungsgruppe zu ersetzen:

$$\left(k_0 + \frac{1}{4} p_1 - o_1 \frac{h_1}{h_0} \right) \delta_0 + \left(o_1 - \frac{1}{2} p_1 \right) \delta_1 + \frac{1}{4} p_1 \delta_2 = W_0 + k_0 \eta_0 \dots 161a)$$

Das Gleichungssystem 161) mit 161a) ist ganz ähnlich jenem nach 155), das für Gelenkknoten erhalten wurde, gebaut. An Stelle von 161a) läßt sich durch Verbindung der beiden ersten Gleichungen unter Elimination von δ_2 an den Kopf der Gleichungsgruppe wieder eine Gleichung setzen, die bloß δ_0 und δ_1 enthält. Für eine angenommene Belastung können daraus die Ausbiegungen δ und damit die angreifenden Kräfte und Spannungen im Träger berechnet werden. Den Sicherheitsgrad bestimmt man wieder aus der Bedingung, daß für die n -fache Belastung die Nenner-Determinante D des Gleichungssystems verschwinden muß. Hierzu kann das oben angegebene Lösungsverfahren mit versuchsweiser Annahme von n benützt werden.

Für die n -fache Belastung lautet Gleichung 161)

$$\left[o_r - \frac{1}{2} p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_{r-1} + \left[\frac{k_r}{n} - o_r \frac{h_{r-1}}{h_r} - o_{r+1} \frac{h_{r+1}}{h_r} + p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_r + \left[o_{r+1} - \frac{1}{2} p_r (1 - \alpha_r) \right] \delta_{r+1} = W_r + k_r \eta_r.$$

Hierin ist p durch Gleichung 157) bestimmt, worin $\alpha = \sqrt{\frac{n O \lambda^2}{E J}}$ einzuführen ist. Nennt man n_0 den Sicherheitsgrad der Gurtung gegen Knickung in der einfachen Feldlänge, ist sonach die Knicklast $K = n_0 O$, so kann Gleichung 157 a) auch geschrieben werden

$$\alpha = \pi \sqrt{\frac{n}{n_0}}$$

Zur Berechnung von p empfiehlt Ostenfeld anstatt Gleichung 157) den Näherungsausdruck

$$\frac{1}{2} \frac{p}{o} = 0.55 \left(1 - \frac{n}{n_0}\right) \left[1 + 2.5 \left(1 - \frac{n}{n_0}\right)^3\right] \dots \dots \dots 162)$$

Dieser liefert die Werte:

| | | | | | | | | | | | | |
|-----------------------------------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|-------|
| für $\frac{n}{n_0} = 0.25$ | 0.3 | 0.35 | 0.4 | 0.45 | 0.5 | 0.55 | 0.6 | 0.65 | 0.7 | 0.75 | 0.8 | 0.9 |
| $\frac{1}{2} \frac{p}{o} = 0.845$ | 0.715 | 0.603 | 0.508 | 0.428 | 0.361 | 0.304 | 0.255 | 0.213 | 0.176 | 0.143 | 0.112 | 0.055 |

Zu beachten ist aber, daß das vorstehend entwickelte Berechnungsverfahren, der ihm zugrunde liegenden Annahme entsprechend, nur brauchbar ist, wenn die Sicherheit des Gurtes gegen Ausknicken in der doppelten Feldweite nicht größer als n , oder wenn $n_0 < 4n$ ist.

4. Vereinfachte Formeln für die Querschnittsbemessung.

a) Ostenfeld entwickelt aus dem Gleichungssystem 161) durch Einführung von Näherungen eine Formel zur direkten Berechnung der Rahmensteifigkeitsgröße k irgend eines Knotenpunktes r , welche der Bedingung entspricht, daß man bei ihrer Wahl ganz ohne Rücksicht auf die Felderzahl gegen ein Nullwerden der Determinante unter der n -fachen Belastung gesichert ist. Die Formel lautet:

$$k_r = 4 n o'_r \left[1 - \frac{1}{2} \frac{p_r}{o'_r} (1 - \alpha_r)\right] \dots \dots \dots 163)$$

worin

$$o'_r = \frac{1}{2} (o_r + o_{r+1})$$

Für den ersten Knoten ist zu setzen

wenn h_0 und $\delta_0 = 0$ $k_1 = n o_2 \left(1 + \frac{h_2}{h_1}\right) - \frac{3}{2} n p_1 (1 - \alpha_1) \dots \dots \dots 163 a)$

„ h_0 und $\delta_0 \geq 0$ $k_0 = n o_1 \left(1 + \frac{h_1}{h_0}\right) - n p_1 \dots \dots \dots 163 b)$

Es ist $o = \frac{O}{\lambda}$ und p aus Gleichung 162) zu berechnen.

Für einen vieleckigen Trägergurt ist allerdings in Gleichung 163) noch das durch Gleichung 160) bestimmte α , weil von k abhängig, im voraus unbekannt. Man kann aber dafür mit ausreichender Genauigkeit (mit $J_2 = \infty$) setzen:

$$\alpha_r = \frac{3}{4} \frac{a}{h'_r} (t g \sigma_r - t g \sigma_{r+1}) \dots \dots \dots 164)$$

Die Anwendbarkeit dieser Formeln ist aber, wie schon oben bemerkt wurde, auf Konstruktionen mit nicht sehr hoher Gurtsteifigkeit ($n_0 < 4n$) beschränkt.

β) Unter Annahme eines geraden Gurtes und stetiger Verteilung der Rahmenwiderstände wurde von Engesser eine einfache Formel abgeleitet, die bei entsprechender Gurtsteifigkeit gut brauchbar ist und mit der man in der Praxis auch meist ausreicht. Der Gültigkeitsbereich wäre aber auf etwa $n_0 > 4n$ zu beschränken, d. h. der Gurt soll mindest noch auf eine freie Knicklänge gleich der doppelten Feldweite die verlangte n -fache Knicksicherheit besitzen.

Es bezeichne l den Abstand der Wendepunkte der elastischen Linie des ausgebogenen Gurtes (Abb. 794).

δ dessen größte Ausbiegung

δ_x die Ausbiegung im Abstände x vom Orte der größten Ausbiegung

$k \delta_x$ den Widerstand des daselbst befindlichen Halbrahmens; bei dem Rahmenabstände a ist dann

$\frac{k}{a} \delta_x$ der Rahmenwiderstand f. d. Längeneinheit.

Auf den Gurt wirkt ausbiegend die Gurtkraft, soweit sie die Knicklast des Gurtes für die freie Länge l , d. i. $\frac{\pi^2 E J}{l^2}$ übersteigt.

Bezeichnet O die mittlere Gurtkraft, so wäre sonach bei n fach gesteigerter Belastung die ausbiegende Kraft im Mittel

$$n O = \frac{\pi^2 E J}{l^2}$$

und deren größtes Biegemoment für den Gurt

$$M_b = \left(n O - \frac{\pi^2 E J}{l^2} \right) \delta.$$

Diesem Moment wirkt jenes der Rahmenwiderstände entgegen, das sich bei Annahme ihrer stetigen Verteilung für den Ort der größten Ausbiegung mit

$$M_w = \frac{l}{2} \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{k}{a} \delta_x \cdot dx - \int_0^{\frac{1}{2}l} \frac{k}{a} \delta_x \cdot x dx$$

berechnet. Legt man der wellenförmigen Biegelinie die Gleichung

$$\delta_x = \delta \cos \frac{\pi x}{l}$$

zugrunde, so ergibt sich

$$M_w = \frac{k l^2}{a \pi^2} \delta$$

und es liefert die Gleichsetzung $M_b = M_w$

$$n O = \frac{\pi^2 E J}{l^2} + \frac{k l^2}{a \pi^2}$$

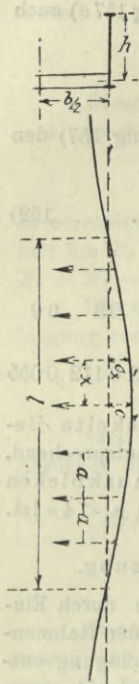


Abb. 794.

Die Wellenlänge l ist hierin noch unbestimmt; sie ist mit jenem Werte einzuführen, für den die obige Stabilitätsgrenze bei der kleinsten Gurtkraft erreicht wird. Setzt man sonach für l die Bedingung $n O = \min$, so ergibt sich

$$l^2 = \pi^2 \sqrt{\frac{E J a}{k}}$$

und damit

$$n O = 2 \sqrt{\frac{E J k}{a}}$$

oder

$$k = \frac{n^2 O^2 a}{4 E J} \dots \dots \dots 165)$$

Diese Gleichung bestimmt nach Engesser den notwendigen Rahmenwiderstands-Koeffizienten k bei n facher Sicherheit. Setzt man für ihn den Ausdruck 151a), so erhält man

$$\frac{h'^3}{3 J_1} + \frac{h^2 b}{2 J_2} = \frac{4 E^2 J}{n^2 O^2 a}$$

$$n = \frac{2 E}{O} \sqrt{\frac{6 J J_1 J_2}{a (2 h'^3 J_2 + 3 b h^2 J_1)}} \dots \dots \dots 166)$$

oder, wenn das Trägheitsmoment J_2 des Querträgers gegen J_1 sehr groß ist, angenähert

$$n = \frac{2 E}{O h'} \sqrt{\frac{3 J J_1}{h^2 a}} \dots \dots \dots 166 a)$$

Die Gleichung 166), beziehungsweise 166 a) bestimmt bei gegebenen Abmessungen des Überbaues den Sicherheitsgrad der Seitensteifigkeit.

Mit Einführung des Knicksicherheitsgrades $n_0 = \frac{\pi^2 E J}{O a^2}$ des Obergurtes für die Feldweite als Knicklänge kann die Gleichung 165) auch geschrieben werden

$$k = \frac{\pi^2 n O}{4 a} \cdot \frac{n}{n_0} = 2 \cdot 467 \frac{n O}{a} \cdot \frac{n}{n_0}$$

Sie gilt eigentlich nur für einen geraden Gurt. Für eckige Gurte schlägt Ostenfeld vor, sie durch

$$k = 16 \frac{n O}{\lambda} \cdot \frac{n}{n_0} \left[1 - 0 \cdot 845 (1 - \alpha) \right] \dots \dots \dots 167)$$

worin λ die Gurtstablänge und α durch Gleichung 160) bestimmt ist, zu ersetzen. Es empfiehlt sich ihre Anwendung auf Fälle mit $\frac{n}{n_0} = \frac{1}{4}$ zu beschränken und für größere $\frac{n}{n_0}$ nach Formel 163) zu rechnen.

Beispiel. Für die in Abb. 411 (Bd. III/1) dargestellte eingleisige Eisenbahnbrücke, deren Trägerschema Abb. 795 gibt, ist:

$h = 4 \cdot 0 \text{ m}$ $h' = 3 \cdot 0 \text{ m}$ $b = 4 \cdot 90 \text{ m}$ $a = 3 \cdot 3 \text{ m}$ $J_1 = 4823 \text{ cm}^4$ $J_2 = 185.903 \text{ cm}^4$
 ferner für die Obergurtstäbe $\overline{01}$ und $\overline{12}$. . . $J = 39.850 \text{ cm}^4$
 $\overline{23}$ und $\overline{34}$. . . $J = 49.314 \text{ cm}^4$.

Bei Vollbelastung der Brücke ist $O_1 = O_2 = 109 \cdot 3 \text{ t}$ $o_1 = o_2 = \frac{109 \cdot 3}{3 \cdot 3} = 33$
 $O_3 = O_4 = 165 \text{ t}$ $o_3 = o_4 = \frac{165}{3 \cdot 3} = 50$

Nach 151a) wird

$$k = \frac{E}{2077} = \frac{2000}{2077} = 0.963 \text{ t/cm} = 96.3 \text{ t/m}$$

1. Berechnung des Steifigkeitsgrades n unter Annahme von Gelenkknoten.

Die Gleichungen 156) lauten mit $\frac{k}{n} = \frac{96}{n} = x$

$$\begin{aligned} (x - 33) \delta_0 + 33 \delta_1 &= \dots \\ 33 \delta_0 + (x - 66) \delta_1 + 33 \delta_2 &= \dots \\ 33 \delta_1 + (x - 83) \delta_2 + 50 \delta_3 &= \dots \\ 50 \delta_2 + (x - 100) \delta_3 + 50 \delta_4 &= \dots \\ 100 \delta_3 + (x - 100) \delta_4 &= \dots \end{aligned}$$

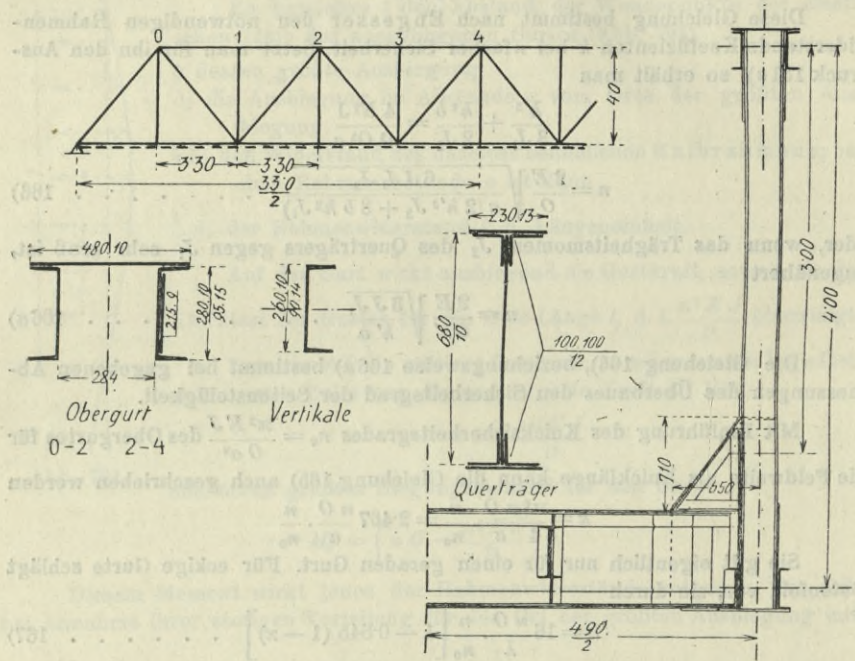


Abb. 795.

Für die Annahme

$$x = 17$$

$$x = 18$$

ergibt sich

$$c_1 = -\frac{33}{16} = -2.062$$

$$c_1 = -\frac{33}{15} = -2.2$$

$$\frac{1}{c_2} = -\frac{49}{33} + 2.062 = 0.578$$

$$\frac{1}{c_2} = -\frac{48}{33} + 2.2 = 0.746$$

$$\frac{1}{c_3} = -\frac{66}{50} - \frac{33}{50} \cdot 0.578 = -2.462$$

$$\frac{1}{c_3} = -\frac{65}{50} - \frac{33}{50} \cdot 0.746 = -2.186$$

$$\frac{1}{c_4} = -\frac{83}{50} + \frac{1}{2.462} = -1.254$$

$$\frac{1}{c_4} = -\frac{82}{50} + \frac{1}{2.186} = -1.183$$

$$-\frac{83}{100} + \frac{1}{1.254} = -0.033 < 0$$

$$-\frac{82}{100} + \frac{1}{1.183} = 0.026 > 0$$

Der Nullwert liegt sonach zwischen $x=17$ und 18 und ergibt sich durch Interpolation etwa bei $x=17.6$. Damit folgt der Sicherheitsgrad der Seitensteifigkeit

$$n = \frac{96.3}{17.6} = 5.5$$

Der Steifigkeitsgrad des Obergurtes auf Feldlänge ist

$$n_0 = \frac{\pi^2 EJ}{O a^2} = 66.3 \text{ für die Stäbe } \overline{0,1} \text{ und } \overline{1,2} \text{ und } 54.2 \text{ für die Stäbe } \overline{2,3} \text{ und } \overline{3,4}$$

sonach mehr als das 10fache von n . Die Ostenfeldsche Näherungsberechnung ist demnach in diesem Falle nicht anwendbar.

2. Die Berechnung nach Engesser liefert mit den Mittelwerten von $O=137t$ und $J=44.580$ nach Gleichung 165)

$$n = \frac{2}{137} \sqrt{\frac{2000 \cdot 44.580 \cdot 0.963}{330}} = 7.4$$

Hinsichtlich der Ausbildung des Querschnittes offener Blechträgerbrücken wird auf die Abb. 229—233 (Bd. III/1) verwiesen. Bei Fachwerksbrücken ist die Rahmensteifigkeit durch ein entsprechend großes Trägheitsmoment J_1 der Vertikalen und guten Eckverband im Querträgeranschlusse zu sichern. Man beachte das auf S. 226 und 340 (Bd. III/1) darauf bezüglich Gesagte. Das auf die Vertikale einwirkende Biegemoment wird in deren Anschluß an den Querträger am größten; man wird daher für eine Verbindung zu sorgen haben, die das Eckmoment gut aufzunehmen imstande ist. Die verbindenden Eckbleche sollen in beide Teile eingreifen und ausreichende Stärke erhalten. Abb. 639 gibt dafür ein Beispiel. Eine kräftigere Eckausbildung, die bei hohen Tragwänden erwünscht sein kann, erzielt man durch eine direkte Überführung der Querträgergurte in die Vertikalen (Abb. 640 und 646). Man wird diese Ausbildung bei Brücken mit angehängter Fahrbahn, bei denen die Vertikalen nicht an einen in der Rahmenecke liegenden Untergurt anzuschließen sind, gern in Anwendung bringen.

3. Brücken mit tief liegender Fahrbahn und oberem Windverbande.

Die Querverstrebung kann hier auf die Portalrahmen beschränkt werden, die an den Stellen, wo der obere Windverband endigt oder Stützpunkte erhalten soll, anzubringen sind und dessen Druck an den unteren Windverband oder an die Auflager abzugeben haben. Diese Portalrahmen sind geschlossene rechteckige Steifrahmen, die durch einen Querträger, durch senkrechte Wandpfosten, beziehungsweise Endständer und einen oberen Querriegel gebildet werden. Letzterer kann mit seiner Unterkante nur bis auf das frei zu haltende Lichtraumprofil herabgeführt werden; es ergibt sich sonach

für ihn bei beschränkter Trägerhöhe eine vollwandige Ausbildung und es kann allenfalls die Durchfahrtshöhe in der Brückenachse durch eine bogenförmige Überhöhung des Querriegels noch etwas vergrößert werden. Bei größerer Trägerhöhe erhält der Querriegel eine gegliederte Ausbildung (Abb. 802) oder es tritt an dessen Stelle eine ausfachende Querverstrebung in der Höhe zwischen dem Obergurt und dem oberen Abschluß des Steifrahmenportals (Abb. 808). Es wird auch hier bis auf die Höhe des Lichtraumprofils herabgegangen, um die auf die Wandpfosten entfallenden Biegemomente zu verringern.

Die Portalrahmen erfahren ihre Beanspruchung durch den Druck des oberen Windverbandes, der als wagrechte in den Rahmenecken angreifende Kraft auftritt. Dadurch entstehen die nachstehend berechneten Biegemomente in den Gliedern des Steifrahmens, und es werden diese Momente in den Rahmenecken am größten. Es folgt daraus wieder die Notwendigkeit der Ausbildung eines guten Eckverbandes unter Anwendung von aussteifenden Eckblechen oder unter Ausrundung der Ecken mit Überführung der Gurtwinkel. Die Abb. 727 und 808 geben hiefür Beispiele.

Die Portale werden auch als jene Teile des Brückenüberbaues zu behandeln sein, bei denen in erster Linie eine architektonisch befriedigende Formgebung und eine dem Material angepaßte Ausschmückung am Platze ist. Für die Ausbildung hoher Portalrahmen, wie sie über den Mittelpfeilern durchgehender Balkenbrücken oder Hängebrücken vorkommen, sind den Abbildungen 727—729 einige Beispiele zu entnehmen.

Außer den Querrahmen über den Stützen der Träger und an den Endigungen des oberen Windverbandes sind Querverstrebungen für die Stabilität des Überbaues nicht vonnöten. Man hat aber solche Zwischenquerverstrebungen, die bis auf Lichtraumprofilhöhe herabreichen, bei Brücken älterer Bauart und bei hohen Trägern häufig ausgeführt und damit bezweckt, durch Schaffung von Stützpunkten die Knicklänge der gedrückten Wandstäbe zu kürzen. Demgegenüber ist aber die Schwierigkeit einer richtigen Berechnung solcher Anordnungen hervorzuheben, auch macht sich das unruhig wirkende Stabgewirre des oberen Windverbandes und der Zwischenquerverstrebungen in der Durchsicht der Brücke unschön geltend. Auf die schwachen mittleren Vertikalpfosten der Trägerwand können durch die wagrechten Seitenkräfte oder durch ungleiche Belastung der Hauptträger recht erhebliche Biegungsspannungen kommen. Es wird sich demnach die Weglassung der Andreaskreuze zwischen den Tragwänden bei Brücken mit tief liegender Fahrbahn empfehlen; bei sehr hohen Tragwänden kann eine Absteifung durch Querriegel ange-

wendet werden. Will man aber, um keine Biegungsbeanspruchung in die Vertikalen zu bringen, überhaupt keine Steifrahmenwirkung zur Geltung kommen lassen, so sind die Querriegel gelenkig oder mit biegunsschwachem Anschluß mit den Hauptträgern zu verbinden. Allerdings sollte dann auch der Querträgeranschluß gelenkig ausgeführt werden.

Die Berechnung der Steifrahmen hat nach den Formeln für den elastischen Ring zu erfolgen¹⁾.

Wir beziehen die Ringpunkte durch die Koordinaten $x y$ auf ein Achsenkreuz, dessen Ursprung O in der als Y -Achse gewählten Symmetrieachse des Ringes und im Abstände t von einer beliebigen zur X -Achse Parallelen gelegen ist (Abb. 796). Sind y' die Ordinaten bezogen auf diese beliebige Achse und bezeichnet J das veränderliche Trägheitsmoment des Ringquerschnittes, ds das

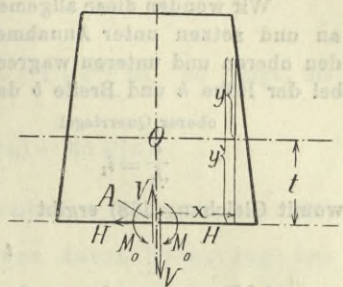


Abb. 796.

Ringelement so ist

$$t = \frac{\int \frac{y'}{J} ds}{\int \frac{1}{J} ds} \dots \dots \dots 168)$$

O ist sonach der Schwerpunkt der in den Ringelementen angreifenden Gewichte $\frac{ds}{J}$.

Wir denken uns den Ring in der Ordinatenachse in A durchgeschnitten und bringen in den Schnittflächen die die inneren Spannungen ersetzenden Kräfte H, V und M_0 an. Diese können auch nach O übertragen werden, wenn wir die Schnittstellen des Ringes mit O starr verbunden denken und M_0 durch das Moment $M'_0 = M_0 - Ht$ ersetzen.

Mit Vernachlässigung des im allgemeinen unerheblichen Einflusses der Axialkräfte auf die Formänderung erhält man für die drei Unbekannten die Bestimmungsgleichungen:

$$\left. \begin{aligned} H &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} y}{J} ds}{\int \frac{y^2}{J} ds} \\ V &= \frac{\int \frac{\mathfrak{M} x}{J} ds}{\int \frac{x^2}{J} ds} \\ M'_0 &= - \frac{\int \frac{\mathfrak{M}}{J} ds}{\int \frac{1}{J} ds} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 169)$$

¹⁾ Melan, Der steife Bogen oder Rahmen als Sonderfall des geschlossenen steifen Ringes. — Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereines 1914, Nr. 47.

\mathfrak{M} bezeichnet das Moment der zwischen A und dem beliebigen Ringpunkt angreifenden äußeren Kräfte auf letzteren bezogen. Für den geschlossenen Ring wird das Moment

$$M = \mathfrak{M} + M'_0 - Hy - Vx.$$

Wir wenden diese allgemeinen Formeln auf den Rechteckrahmen (Abb. 797) an und setzen unter Annahme konstanter Trägheitsmomente, J_1 und J_3 für den oberen und unteren wagrechten Rahmenstab, J_2 für die senkrechten Stäbe, bei der Höhe h und Breite b des Rahmens

| | | |
|-----------------------|-----------------------|--|
| oberer Querriegel | Ständer | Querträger |
| $\frac{b}{J_1} = i_1$ | $\frac{h}{J_2} = i_2$ | $\frac{b}{J_3} = i_3 \dots \dots \dots 170)$ |

womit Gleichung 168) ergibt

$$t = \frac{i_1 + i_3}{i_1 + 2i_2 + i_3} h \dots \dots \dots 171)$$

1. Beanspruchung des Portalrahmens durch eine wagrechte Kraft W (Druck der oberen Windverstrebung) in der oberen Rahmenecke.

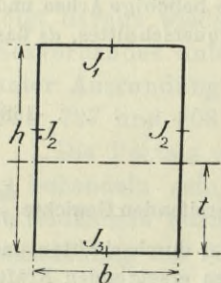


Abb. 797.

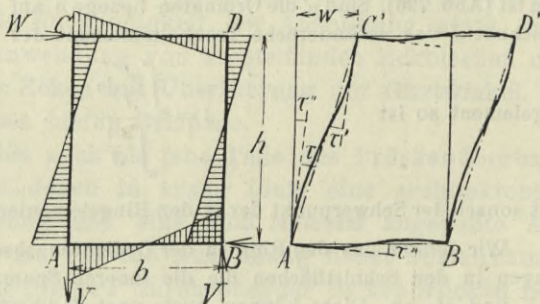


Abb. 798.

Die Gegenkräfte in den unteren Rahmenecken W und $\pm V$ werden von dem untern Windverbände und den Hauptträgern oder unmittelbar von den Lagern aufgenommen.

Die Gleichungen 169) liefern:

$$H = -\frac{1}{2} W$$

ferner mit der Bezeichnung

$$\mu = \frac{i_1 + 3i_2}{i_1 + 6i_2 + i_3} \dots \dots \dots 172)$$

$$V = \mu \cdot W \frac{h}{b}, \quad M'_0 = \frac{1}{2} W t, \quad M_0 = 0$$

Die Eckmomente werden in den unteren Rahmenecken

$$M_{A,B} = \pm \frac{1}{2} \mu W h \dots \dots \dots 173)$$

in den oberen Rahmenecken

$$M_{C,D} = \mp \frac{1}{2} (1 - \mu) W h \dots \dots \dots 174)$$

Sind die unteren Eckpunkte in ihrer Lage festgehalten, so verschieben sich die oberen Eckpunkte wagrecht um w .

Bezeichnen (Abb. 798) τ und τ' die Winkel der Endtangente der elasti-

sehen Linie für den Rahmenstab AC , ebenso τ'' jenen für den Rahmenstab AB , so bestehen die bekannten Beziehungen

$$\tau = \frac{1}{6E} (2M_A + M_C) i_2$$

$$\tau'' = \frac{1}{6E} M_A i_3$$

Da die Verdrehung der Stabsehne $AC = \tau + \tau''$ ist, so folgt die Verschiebung

$$w = (\tau + \tau'') h = \frac{1}{6E} [M_A (i_3 + 2i_2) + M_C i_2] h$$

$$w = \frac{W}{12E} [\mu (i_3 + 3i_2) - i_2] h^3 \dots \dots \dots 175)$$

2. Beanspruchung eines Querrahmens durch Belastung des Querträgers. (Abb. 799).

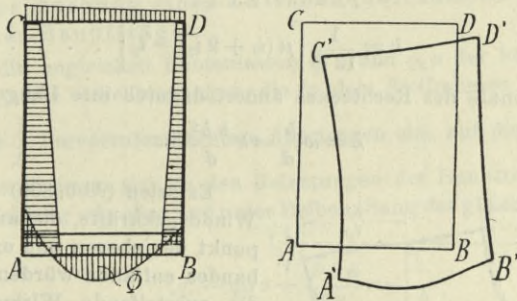


Abb. 799.

Bezeichnet $\Phi = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \mathfrak{M} dx$ die einfache Momentenfläche der Belastung des

Querträgers

$\Sigma = \int_{-\frac{b}{2}}^{+\frac{b}{2}} \mathfrak{M} x dx$ deren statisches Moment in bezug auf die Mittel-

achse, so geben die allgemeinen Gleichungen 169) für die Kräfte im oberen Riegelschnitt

$$\left. \begin{aligned} H &= - \frac{t i_3}{(h-t) i_1 + \left(\frac{2}{3} h - t\right) i_2} \cdot \frac{\Phi}{h b} \\ V &= \frac{12 i_3}{i_1 + 6 i_2 + i_3} \cdot \frac{\Sigma}{b^3} \\ M'_0 &= - \frac{i_3}{i_1 + 2 i_2 + i_3} \cdot \frac{\Phi}{b} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 176)$$

Die Eckmomente folgen damit aus

$$\left. \begin{aligned} M_{A,B} &= M_0' + H t \mp V \frac{b}{2} \\ M_{C,D} &= M_0' + H (h - t) \mp V \frac{b}{2} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 177)$$

Ist der obere Querriegel gelenkig angeschlossen, so wird mit $t_1 = \infty, t = h$

$$\begin{aligned} H &= - \frac{3 i_3}{3 i_3 + 2 i_2} \frac{\Phi}{h b} \\ V &= 0 \quad M_0' = 0 \end{aligned}$$

3. Beanspruchung eines Zwischenquerrahmens durch die wagrechten Kräfte (Winddruck).

Ein rechteckiger Rahmen erfährt durch zwei Gegenkräfte \mathfrak{B} , in den wagrechten Seiten wirkend, eine gegenseitige Verschiebung derselben, die sich nach 175) berechnet mit

$$w = k \mathfrak{B} h^2$$

worin

$$k = \frac{1}{12 E} \left[\mu (i_3 + 2 i_2) - i_1 \right] \dots \dots \dots 178)$$

Die Diagonale des Rechteckes ändert dadurch ihre Länge um

$$\lambda = w \frac{b}{d} = k \frac{b h^2}{d} \mathfrak{B}.$$

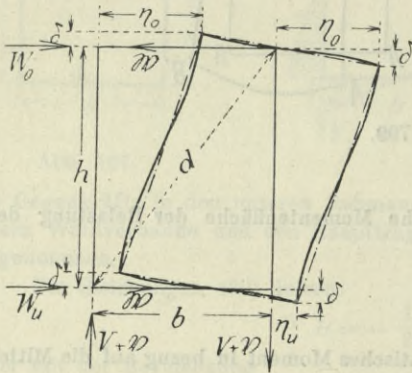


Abb 800.

Es seien (Abb. 800) W_0 und W_u die Winddruckkräfte, die auf einen Knotenpunkt des oberen und unteren Windverbandes entfallen würden, wenn man auf die aussteifende Wirkung der Querrahmen keine Rücksicht nimmt. Der untere Windverband und die Hauptträger haben die Stützweite l , der obere Windverband, falls er nicht bis ans Trägerende reicht, habe die kleinere Stützweite l' ; es sei ferner w_a die wagrechte Verschiebung der oberen Eckknoten des Endquerrahmens; ihre lotrechte Verschiebung wollen wir vernachlässigen.

Auf den oberen Windverband wirkt $W_0 - \mathfrak{B}$, Ausbiegung $\eta_0 = 2 \kappa \frac{W_0 - \mathfrak{B}}{F b^2} + w_a$

Auf den unteren Windverband wirkt $W_u + \mathfrak{B}$, Ausbiegung $\eta_u = 2 \kappa \frac{W_u + \mathfrak{B}}{F b^2}$

Auf den windabseitigen Hauptträger wirkt $V + \mathfrak{B}$, Durchbiegung δ } $V + \mathfrak{B} \frac{h}{b}$
 Auf den windseitigen Hauptträger wirkt $-(V + \mathfrak{B})$, „ $-\delta$ } $F h^2$

Hierin ist F die mittlere Gurtquerschnittsfläche. Für den mittelsten Knotenpunkt kann bei der Knotenweite a annähernd gesetzt werden

$$\kappa_m = \frac{1}{70 E a} \quad \kappa'_m = \frac{1}{70 E a}$$

für einen Knotenpunkt im Abstände x von der Trägermitte

$$\kappa = \kappa_m \left(1 - 4 \frac{x^2}{l^2} \right) \quad \kappa' = \kappa'_m \left(1 - 4 \frac{x^2}{l^2} \right)$$

Infolge der Verschiebung der Rahmenecken durch die Ausbiegungen entsteht eine Längenänderung der Rahmendiagonale

$$\lambda = (\eta_0 - \eta_u) \frac{b}{d} - 2 \delta \frac{h}{d}$$

Die Gleichsetzung der beiden Ausdrücke für λ ergibt

$$\mathfrak{B} = \frac{\frac{\kappa'}{\kappa} W_0 - W_u - 2 V \frac{b}{h} + \frac{b^2 F}{2 \kappa} w_a}{\left(3 + \frac{\kappa'}{\kappa} \right) + \frac{k}{2 \kappa} F b^2 h^2} \dots \dots \dots 179)$$

W_0, W_u und V sind nach den Ausdrücken auf S. 671 zu berechnen.

4. Beanspruchung eines Zwischenquerrahmens bei ungleicher Belastung der Hauptträger.

Durch die ungleichen Knotenlasten $q_1 a$ und $q_2 a$ der beiden Hauptträger entstehen ungleiche Durchbiegungen, die in dem Steifrahmen Gegenkräfte $\pm \mathfrak{B}$ und $\pm \mathfrak{B} = \mathfrak{B} \frac{h}{b}$ hervorrufen. Erstere übertragen sich auf die beiden Windverbände, letztere addieren sich zu den Belastungen der Hauptträger. Durch eine ähnliche Entwicklung wie oben und unter Beibehaltung der gleichen Bezeichnungen findet man

$$\mathfrak{B} = \frac{(q_1 - q_2) a - \frac{F' b h}{2 \kappa} w_a}{\left(3 + \frac{\kappa'}{\kappa} \right) + \frac{k}{2 \kappa} F b^2 h^2} \cdot \frac{b}{h} \dots \dots \dots 180)$$

Mit den durch 179) und 180) gegebenen Kräften \mathfrak{B} berechnen sich die Rahmen-Momente mit Hilfe der Gleichungen 173) u. 174).

Beispiel. Eingleisige Eisenbahnbrücke von 52 m Stützweite. Trägerschema nach Abb. 801. Fahrbahn unten. Oberer und unterer Windverband. Die

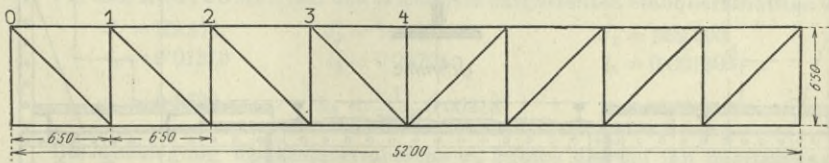


Abb. 801.

Querrahmen durchwegs gleich nach Abb. 802 rechte Hälfte, die Portalrahmen nach Abb. 802 linke Hälfte.

Es ist $l = 52$ m, $h = 5.94$, $b = 4.8$ m, $a = 6.5$ m

mittlere Querschnittsfläche der Gurte $F = 270$ cm²

Winddruck: Anprallfläche einer Tragwand 75.2 m²; Maschenfläche: Umrißfläche = 268 : 343 = 0.77; demnach mit 90 v. H. Zuschlag: 75.2 . 1.9 = 143 m².

Bei belasteter Brücke (Winddruck 170 kg pro m²) wird:

Winddruck auf die Tragwände $W = 143 \cdot 0 \cdot 17 = 24 \cdot 31 t$

Winddruck auf die vorstehenden Teile der Fahrbahn $W_1 = 23 \cdot 0 \cdot 17 = 3 \cdot 90 t \dots w_1 = 0 \cdot 73 m$;

Winddruck auf die Fahrzeuge $W_2 = 123 \cdot 0 \cdot 17 = 20 \cdot 91 t \dots w_2 = 2 \cdot 95 m$.

Auf eine Knotenweite entfällt:

$$\text{Obergurt } W_o = \frac{1}{2} \frac{24 \cdot 31}{8} = 1 \cdot 52 t$$

$$\text{Untergurt } W_u = 1 \cdot 52 + \frac{3 \cdot 90}{8} + \frac{20 \cdot 91}{8} = 4 \cdot 62 t$$

$$V = \frac{1}{8} \frac{3 \cdot 90 \cdot 0 \cdot 73 + 20 \cdot 91 \cdot 2 \cdot 95}{4 \cdot 80} = 1 \cdot 68 t$$

Zwischenquerrahmen. Für die in Abb. 802 dargestellten Querschnitte der Riegel, Ständer und Querträger sind unter Außerachtlassung der Eckaussteifung die Trägheitsmomente

$$J_1 = 14 \cdot 038 \quad J_2 = 20 \cdot 769 \quad J_3 = 369 \cdot 600$$

$$\text{womit } i_1 = \frac{b}{J_1} = 0 \cdot 0342 \quad i_2 = \frac{h}{J_2} = 0 \cdot 0286 \quad i_3 = \frac{b}{J_3} = 0 \cdot 0013$$

Damit rechnet sich aus (172) und (178)

$$\mu = 0 \cdot 5794 \quad k = \frac{1}{12 E} 0 \cdot 00529$$

Der obere Windverband reicht über den ganzen Träger, sonach ist $\varkappa' = \varkappa$ und

$$\varkappa_m = \frac{1}{70} \frac{l^4}{E a}$$

$$\frac{k}{2 \varkappa_m} F b^2 h^2 = \frac{70}{24} \cdot \frac{0 \cdot 00529 \cdot 650 \cdot 270 \cdot 480^2 \cdot 594^2}{5200^4} = 0 \cdot 301$$

Wir setzen $\varkappa = \varkappa_m \left(1 - 4 \frac{x^2}{l^2}\right)$, wo x der Abstand des Knotenpunktes von

der Mitte und erhalten für den Knotenpunkt

| | | | |
|----------------------------|-----------------|-----------------|-----------------------|
| 1 | 2 | 3 | 4 |
| $\varkappa = \frac{7}{16}$ | $\frac{12}{16}$ | $\frac{15}{16}$ | $1 \cdot \varkappa_m$ |

Für den Endrahmen mit den in Abb. 802 dargestellten Stabquerschnitten ist

$$J_1 = 39 \cdot 374 \quad J_2 = 74 \cdot 737 \quad J_3 = 369 \cdot 600$$

$$i_1 = 0 \cdot 01219 \quad i_2 = 0 \cdot 00795 \quad i_3 = 0 \cdot 00130$$

$$\mu_a = 0 \cdot 5889 \quad k_a = \frac{1}{12 E} 0 \cdot 00218$$

Die Ausbiegung des Endquerrahmens w_a infolge des auf ihn übertragenen Druckes W_a des oberen Windverbandes wird

$$w_a = k_a W_a h^2 = \frac{64 \cdot 09}{E} W_a$$

und
$$\frac{b^2 F}{2 \varkappa} w_a = \frac{\varkappa_m}{\varkappa} \frac{35 \cdot 480^2 \cdot 270 \cdot 650 \cdot 64 \cdot 09}{5200^4} W_a = 0 \cdot 124 \frac{\varkappa_m}{\varkappa} W_a$$

Mit
$$W_o - W_u - 2 V \frac{b}{h} = 1 \cdot 52 - 4 \cdot 62 - 3 \cdot 36 \frac{4 \cdot 80}{5 \cdot 94} = - 5 \cdot 81 t$$

ferner

$$\frac{1}{2} \sum W_0 = 4 \times 1.52 = 6.08 \text{ t}$$

und

$$W_a = 6.08 - \left(\mathfrak{B}_1 + \mathfrak{B}_2 + \mathfrak{B}_3 + \frac{1}{2} \mathfrak{B}_4 \right) = 6.08 - \sum \mathfrak{B}$$

ergibt Gl. 179)

$$\mathfrak{B}_m = \frac{-5.81 + \frac{\%m}{\%} 0.124 (6.08 - \sum \mathfrak{B})}{4 + 0.301 \frac{\%m}{\%}}$$

Daraus erhält man:

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{-5.81 + 0.283 (6.08 - \sum \mathfrak{B})}{4.688} = -0.8723 - 0.0604 \sum \mathfrak{B}$$

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{-5.81 + 0.165 (6.08 - \sum \mathfrak{B})}{4.401} = -1.0922 - 0.0375 \sum \mathfrak{B}$$

$$\mathfrak{B}_3 = \frac{-5.81 + 0.132 (6.08 - \sum \mathfrak{B})}{4.321} = -1.1590 - 0.0305 \sum \mathfrak{B}$$

$$\frac{1}{2} \mathfrak{B}_4 = \frac{1}{2} \frac{-5.81 + 0.124 (6.08 - \sum \mathfrak{B})}{4.301} = -0.5878 - 0.0144 \sum \mathfrak{B}$$

$$\frac{\sum \mathfrak{B}}{\sum \mathfrak{B}} = \frac{-3.7113 - 0.1528 \sum \mathfrak{B}}{\sum \mathfrak{B}} \quad \sum \mathfrak{B} = -3.248 \text{ t.}$$

Mit diesem Werte liefern schließlich die obigen Gleichungen

| | | | | |
|------------------------|---------------------------|---------------------------|---------------------------|-------------------------------------|
| | $\mathfrak{B}_1 = -0.676$ | $\mathfrak{B}_2 = -0.970$ | $\mathfrak{B}_3 = -1.060$ | $\mathfrak{B}_4 = -1.082 \text{ t}$ |
| $W_0 - \mathfrak{B} =$ | 2.196 | 2.490 | 2.580 | 2.602 t |
| $W_u + \mathfrak{B} =$ | 3.944 | 3.650 | 3.560 | 3.542 t |

Der Endrahmen nimmt die Kraft $W_a = 6.08 + 3.248 = 9.328$ auf.

Mit diesen Kräften werden die Eckmomente

im mittelsten Querrahmen

$$\pm M_{C,D} = \frac{1}{2} (1 - \mu) \mathfrak{B}_4 h = \frac{1}{2} 0.4206 \cdot 1.082 \cdot 5.94 = 1.3516 \text{ tm}$$

$$\pm M_{A,B} = \frac{1}{2} \mu \mathfrak{B}_4 h = \frac{1}{2} 0.5794 \cdot 1.082 \cdot 5.94 = 1.9198 \text{ tm}$$

im Endrahmen

$$\pm M_{C,D} = \frac{1}{2} (1 - \mu_a) W_a h = \frac{1}{2} 0.4111 \cdot 9.328 \cdot 5.94 = 11.3892 \text{ tm}$$

$$\pm M_{A,B} = \frac{1}{2} \mu_a W_a h = \frac{1}{2} 0.5889 \cdot 9.328 \cdot 5.94 = 16.3150 \text{ tm}$$

und die Biegungsspannungen:

im Riegel des mittelsten Rahmens $\sigma = \frac{135160}{14038} \cdot 21.5 = 207 \text{ kg/cm}^2$

im Ständer „ „ „ $\sigma = \frac{191980}{20769} \cdot 27 = 250 \text{ „}$

im Riegel des Endrahmens $\sigma = \frac{1138920}{39374} \cdot 32.5 = 940 \text{ „}$

im Endständer „ „ „ $\sigma = \frac{1631500}{74737} \cdot 26 = 568 \text{ „}$

Bei unbelasteter Brücke und einem Winddrucke von 270 kg/cm^2 ist:

$$W = 143 \cdot 0.27 = 38.61 \text{ t};$$

$$W_1 = 23 \cdot 0.27 = 6.21 \text{ t}$$

$$W_0 = \frac{1}{2} \cdot \frac{38.61}{8} = 2.413$$

$$W_u = 2.413 + \frac{6.21}{8} = 3.189$$

$$V = \frac{1}{8} \frac{6.21 \cdot 0.73}{4.8} = 0.118$$

$$W_0 - W_u - 2 V \frac{b}{h} = -0.967$$

$$W_a = 4 \cdot 2.413 - \Sigma \mathfrak{B} = 9.652 - \Sigma \mathfrak{B}.$$

Damit lauten die Gleichungen für \mathfrak{B}

$$\mathfrak{B}_1 = \frac{-0.967 + 0.283 (9.652 - \Sigma \mathfrak{B})}{4.688} = 0.3764 - 0.0604 \Sigma \mathfrak{B}$$

$$\mathfrak{B}_2 = \frac{-0.967 + 0.165 (9.652 - \Sigma \mathfrak{B})}{4.401} = 0.1421 - 0.0375 \Sigma \mathfrak{B}$$

$$\mathfrak{B}_3 = \frac{-0.967 + 0.132 (9.652 - \Sigma \mathfrak{B})}{4.321} = 0.0710 - 0.0305 \Sigma \mathfrak{B}$$

$$\frac{1}{2} \mathfrak{B}_4 = \frac{1}{2} \frac{-0.967 + 0.124 (9.652 - \Sigma \mathfrak{B})}{4.301} = 0.0267 - 0.0144 \Sigma \mathfrak{B}$$

$$\Sigma \mathfrak{B} =$$

$$0.6162 - 0.1427 \Sigma \mathfrak{B}$$

$$\Sigma \mathfrak{B} = + 0.539 \text{ t}$$

$$\mathfrak{B}_1 = + 0.344 \quad \mathfrak{B}_2 = + 0.122 \quad \mathfrak{B}_3 = + 0.055 \quad \mathfrak{B}_4 = + 0.038 \text{ t}$$

$$W_0 - \mathfrak{B} = \quad 2.069 \quad 2.291 \quad 2.358 \quad 2.375 \text{ t}$$

$$W_u + \mathfrak{B} = \quad 3.533 \quad 3.311 \quad 3.244 \quad 3.227 \text{ t}$$

$$W_a = 9.652 - 0.539 = 9.113 \text{ t}.$$

Die auf die beiden Windverbände und auf die Querrahmen einwirkenden Kräfte werden sonach im ersten Belastungsfall durchwegs größer.

Die Abb. 803—809 geben die durch einige Besonderheiten bemerkenswerte Anordnung des Querverbandes einer großen Balkenfachwerksbrücke, und zwar der neuen Eisenbahnbrücke über den Ohiofluß zu Sciotoville, deren Trägerschema auch Abb. 492 veranschaulicht. Von den beiden, am Ober- und Untergurt angebrachten Windverbänden bildet der erstere zwei über dem Mittelpfeiler getrennte Einzelträger, während der am Untergurt gelegene Windverband durchgehend ist. Abb. 804 zeigt das Netz der unteren Windverstrebung, Abb. 805 die Einzelheiten eines Faches. Die als gegitterte

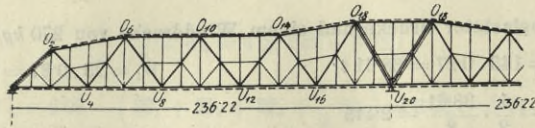


Abb. 803.

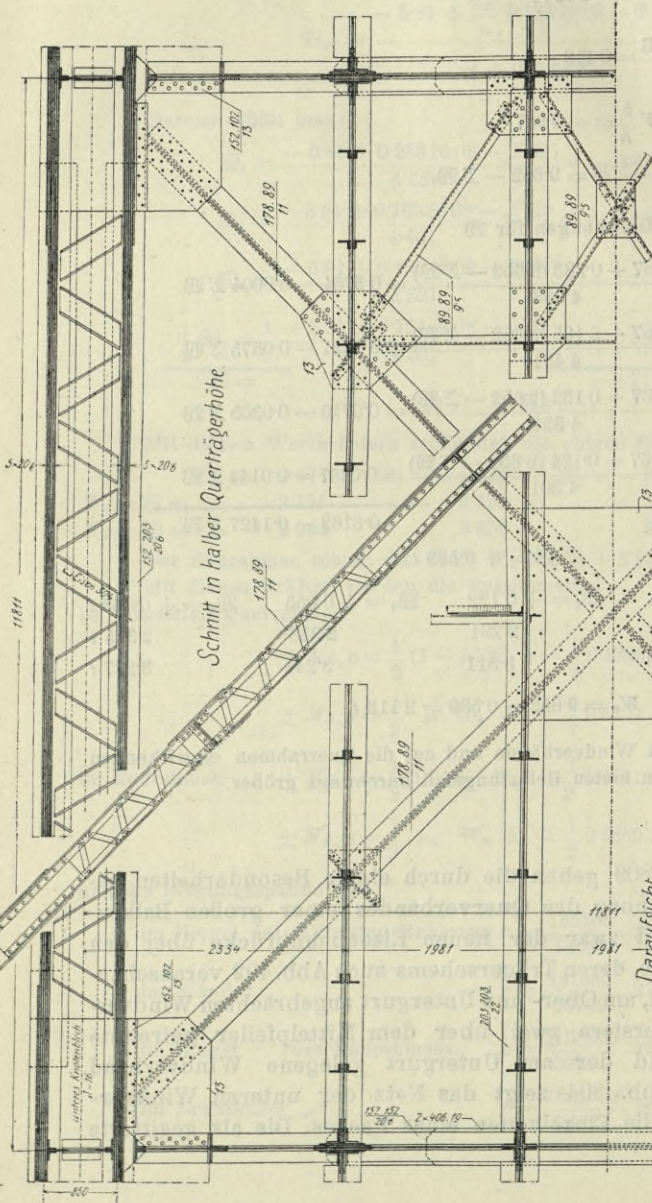
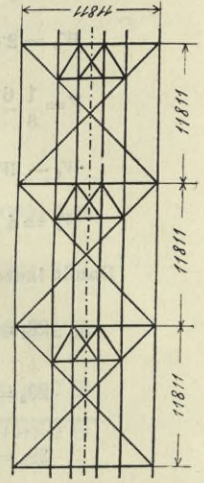
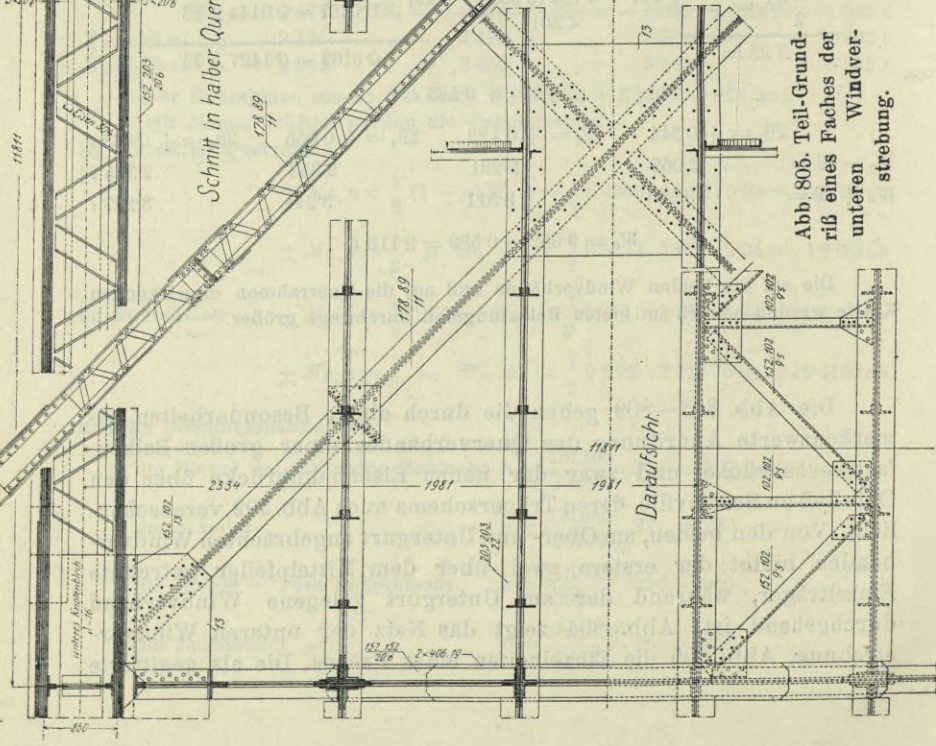


Abb. 804. Grundrißnetz des unteren Windverbandes.



Schnitt in halber Querrägerhöhe

Abb. 805. Teil-Grundriß eines Faches der unteren Windverstrebung.



Daraufsicht.

Ausfachung durch Andreaskreuze schließt. Einzelheiten sind der Abb. 809 zu entnehmen. Sonst besteht die Querverstrebung an jedem lotrechten Wandstabe aus den oben erwähnten Gitter-Querriegeln und aus einem in den oberen Windverband eingebauten Querriegel,

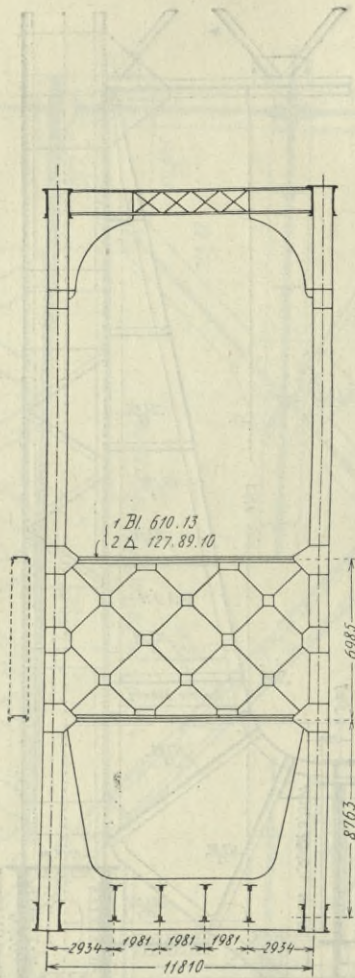


Abb. 807. Lotrechter Querschnitt durch O_{10} .

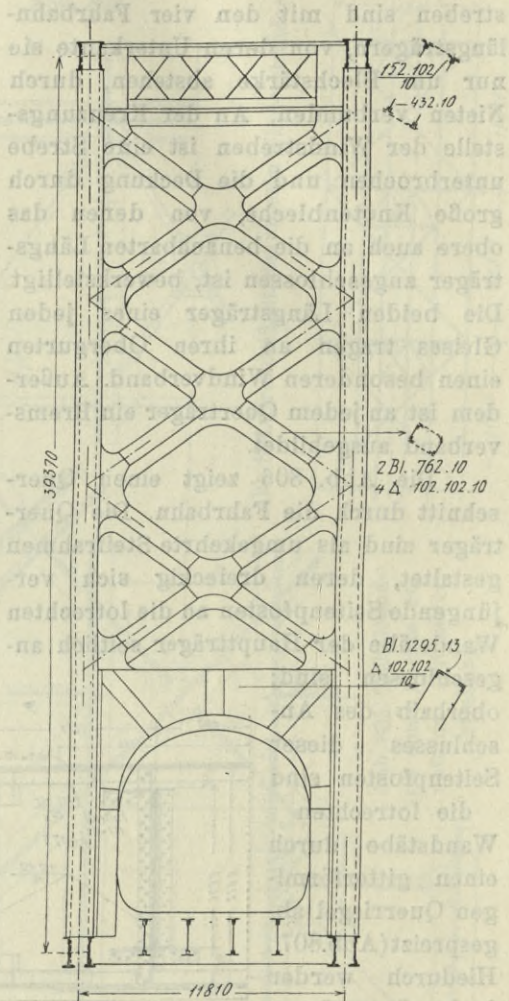


Abb. 808. Querschnitt $O_{18} U_{20}$.

der mit Eckaussteifungen an die lotrechten Wandpfosten angeschlossen ist (Abb. 807). Die Querprofile sind sonach in ihrem oberen Teile Steifrahmen, die eine lastverteilende Wirkung auf die beiden Windverbände, sowie, bei ungleicher Belastung des Doppelgleises, auf die beiden Hauptträger ausüben.

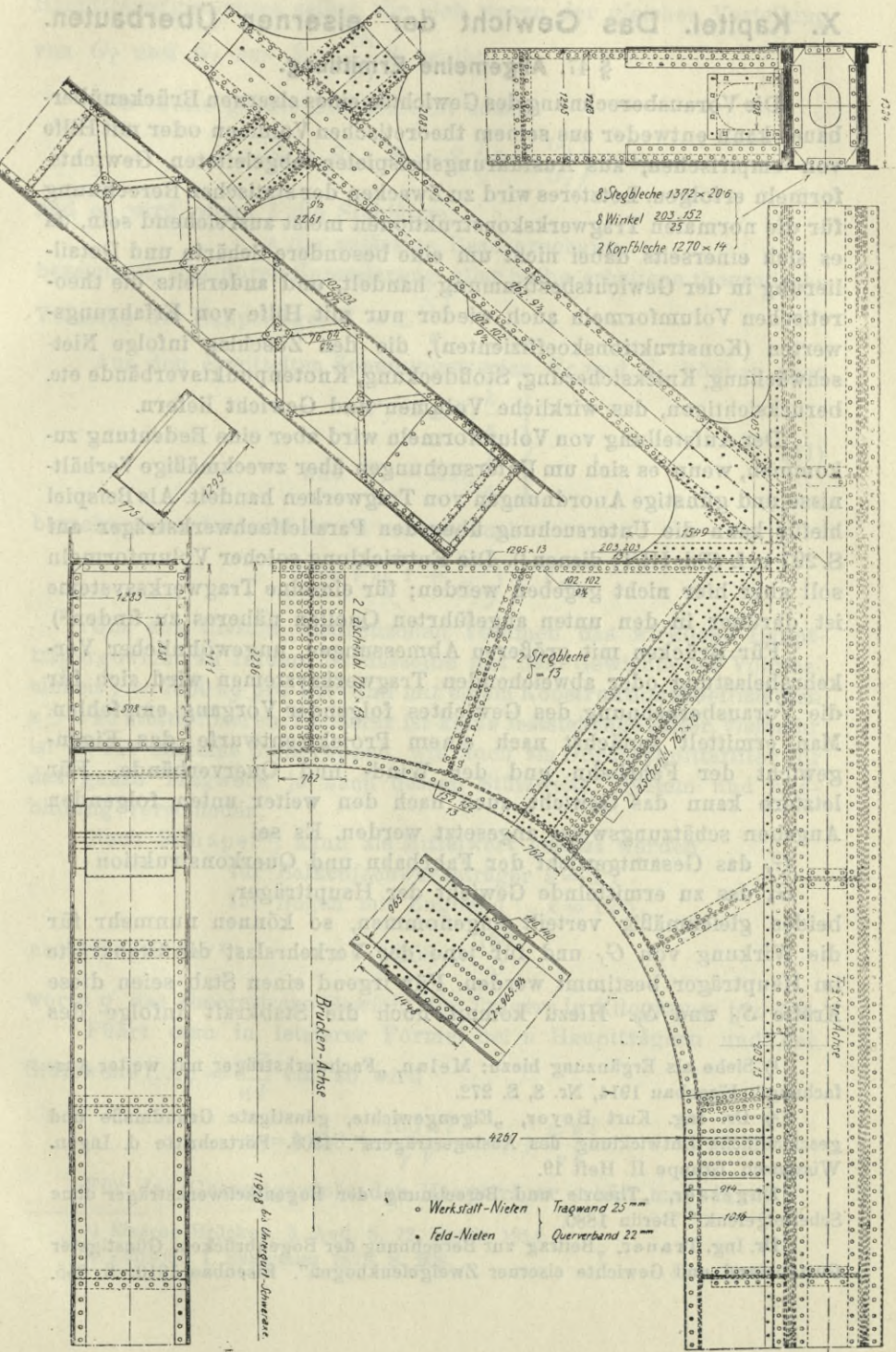


Abb. 809.

X. Kapitel. Das Gewicht der eisernen Überbauten.

§ 47. Allgemeine Ermittlung.

Die Vorausberechnung des Gewichtes eines eisernen Brückenüberbaues kann entweder aus seinem theoretischen Volumen oder mit Hilfe von empirischen, aus Ausführungsbeispielen abgeleiteten Gewichtformeln erfolgen. Letzteres wird zu Zwecken der statischen Berechnung für die normalen Tragwerkskonstruktionen meist ausreichend sein, da es sich einerseits dabei nicht um eine besondere Schärfe und Detailierung in der Gewichtsbestimmung handelt, und andererseits die theoretischen Volumformeln auch wieder nur mit Hilfe von Erfahrungswerten (Konstruktionskoeffizienten), die den Zuschlag infolge Niet-schwächung, Knicksicherung, Stoßdeckung, Knotenpunktsverbände etc. berücksichtigen, das wirkliche Volumen und Gewicht liefern.

Der Aufstellung von Volumformeln wird aber eine Bedeutung zukommen, wenn es sich um Untersuchungen über zweckmäßige Verhältnisse und günstige Anordnungen von Tragwerken handelt. Als Beispiel hiefür kann die Untersuchung über den Parallelfachwerksträger auf S. 297 u. f. (Bd. III/1) dienen¹⁾. Die Entwicklung solcher Volumformeln soll aber hier nicht gegeben werden; für einzelne Tragwerkssysteme ist darüber in den unten angeführten Quellen näheres zu finden²⁾.

Für Brücken mit größeren Abmessungen, ungewöhnlicher Verkehrsbelastung oder abweichenden Tragwerkssystemen wird sich für die Vorausberechnung des Gewichtes folgender Vorgang empfehlen. Man ermittelt zunächst nach einem Projektsentwurfe das Eigengewicht der Fahrbahn und der Wind- und Querverbände. Für letztere kann das Gewicht auch nach den weiter unten folgenden Angaben schätzungsweise angesetzt werden. Es sei

G_f das Gesamtgewicht der Fahrbahn und Querkonstruktion

G_h das zu ermittelnde Gewicht der Hauptträger,

beides gleichmäßig verteilt angenommen, so können nunmehr für die Wirkung von G_f und für jene der Verkehrslast die Stabkräfte im Hauptträger bestimmt werden. Für irgend einen Stab seien diese Kräfte S_f und S_p . Hiezu kommt noch die Stabkraft infolge des

¹⁾ Siehe als Ergänzung hiezu: Melan, „Fachwerksträger mit weiter Ausfachung“. Eisenbau 1914, Nr. 8, S. 272.

²⁾ Dr. Ing. Kurt Beyer, „Eigengewichte, günstigste Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegerträgers“. 1908. Fortschritte d. Ingen. Wissensch. Gruppe II. Heft 19.

Engesser, „Theorie und Berechnung der Bogenfachwerksträger ohne Scheitelgelenk“. Berlin 1880.

Dr. Ing. Trauer, „Beitrag zur Berechnung der Bogenbrücken. Günstigster Gurtabstand und Gewichte eiserner Zweigelenkbogen“. Eisenbau 1910, S. 255.

Hauptträgergewichtes selbst, die sich wegen der gleichen Verteilung von G_f und G_h aus $S_h = \frac{G_h}{G_f} S_f$ ergibt.

Die totale größte Stabkraft ist sonach

$$S = S_h + S_f + S_p = S_f \left(1 + \frac{G_h}{G_f} \right) + S_p$$

und es wird, wenn λ die Stablänge

s die zulässige Beanspruchung

bezeichnet, das durch Summierung aller Stäbe erhaltene theoretische

Volumen der Hauptträger $V = \Sigma \frac{S \lambda}{s}$.

Aus den ermittelten Spannungswerten S_f und S_p können aber

$$\left. \begin{aligned} V_f &= \Sigma S_f \frac{\lambda}{s} \\ \text{und } V_p &= \Sigma S_p \frac{\lambda}{s} \end{aligned} \right\} \dots \dots \dots 181)$$

berechnet werden und es ist sonach auch

$$V = V_f \left(1 + \frac{G_h}{G_f} \right) + V_p$$

Um aus diesem theoretischen Volumen das wirkliche Hauptträgergewicht zu finden, ist dasselbe mit dem Gewichte der Volumseinheit $\gamma = 7850 \text{ kg pro } 1 \text{ m}^3$ und mit einem Konstruktionskoeffizienten $\alpha > 1$ zu multiplizieren. Letzterer ist keine feststehende Ziffer, vielmehr ist er für einzelne Stabgruppen, wie auch als Durchschnittsziffer für das ganze Tragwerk je nach dessen Stützweite, System und Ausbildung verschieden.

Nach Schaper¹⁾ kann als Mittelwert gesetzt werden

für Balkenfachwerksträger $\alpha = 1.7$

für Bogen mit Zugband $\alpha = 1.55$

nach Engesser²⁾ $\alpha = 1.358 + \frac{150}{g'}$

worin g' das theoretische Gewicht des Trägers in Kilogramm pro 1 m.

Führt man in letzterer Formel bei n Hauptträgern und der Stützweite $l \dots g' = \frac{\gamma V}{n l}$ ein, so wird

$$\alpha = 1.358 + \frac{150 n l}{\gamma V} = \alpha_1 + \frac{\alpha_2 n l}{\gamma V}$$

Für das Gesamtgewicht der Hauptträger erhält man damit

¹⁾ Eiserne Brücken. 3. Aufl. S. 72. Berlin 1914.

²⁾ Zeitschr. f. Bauwesen 1878. S. 208.

$$G_h = \kappa \gamma V = \kappa_1 \gamma V + \kappa_2 n l = \kappa_1 \gamma \left[V_f \left(1 + \frac{G_h}{G_f} \right) + V_p \right] + \kappa_2 n l$$

$$G_h = \frac{\kappa_1 \gamma (V_f + V_p) + \kappa_2 n l}{1 - \kappa_1 \gamma \frac{V_f}{G_f}} \dots \dots \dots 182)$$

Werden sämtliche Maße auf Kilogramm und Meter bezogen, so ist in der vorstehenden Formel $\kappa_1 \gamma = 10.660$ und $\kappa_2 = 150$ einzusetzen.

Bei größeren Spannweiten kann die Beanspruchung durch den Winddruck und die Bremskräfte eine Verstärkung der Gurte und dadurch ein Mehrgewicht bedingen. Bringt man diese Zusatzkräfte mit in Rechnung, so darf die zulässige Spannung von s auf s_w (1200 kg/cm^2) erhöht werden. Es bezeichne

$V'_f = \Sigma S'_f \frac{\lambda}{s_w}$ das Volumen jener Teile (Gurte), deren Querschnitt mit Rücksicht auf die Zusatzkräfte bestimmt werden muß,

$V''_f = \Sigma S''_f \frac{\lambda}{s}$ das Volumen der übrigen Trägerteile,

$V_f = V'_f + V''_f$ das Gesamtvolumen der Hauptträger, das aus der ständigen Belastung durch das Gewicht G_f der Fahrbahn und Querkonstruktionen resultiert,

$V_p = V'_p + V''_p$ das ebenso gerechnete Volumen herrührend von der Verkehrsbelastung,

$V'_w = \Sigma S'_w \frac{\lambda}{s_w}$ das Volumen der Gurte herrührend von den Winddruckspannungen S'_w .

An Stelle der Gleichung 182 tritt dann

$$G_h = \frac{\kappa_1 \gamma (V_f + V_p + V'_w) + \kappa_2 n l}{1 - \kappa_1 \gamma \frac{V_f}{G_f}} \dots \dots \dots 183)$$

Man kann die Gleichungen 182) und 183) auch bloß auf einzelne Abschnitte der Träger anwenden und dadurch bei Brücken von großer Stützweite der Veränderlichkeit des Eigengewichtes Rechnung tragen. Allerdings stimmt dann die Annahme $S_h = \frac{G_h}{G_f} S_f$ nicht mehr genau, doch wird man sie für die Anwendung der obigen Formeln noch gelten lassen können. Die Trägerinhalte V_f, V_p, V_w ebenso l und G_f beziehen sich auf den betreffenden Trägerabschnitt, dessen Gewicht man ermitteln will. Es wird dies besonders bei Auslegerträgern oder Balkenträgern von großer Stützweite in Betracht kommen. Setzt man für Balkenfachwerksträger den ungefähren

Näherungswert $V_f = 2 \frac{g_f l^2}{s}$ und $V_p = 2 \cdot 5 \frac{p l^2}{s}$, worin g_f das Gewicht der Fahrbahn und Querkonstruktion, p die gleichmäßig verteilte Verkehrs-Ersatzlast f. d. Längenmeter bezeichnet, ferner $\alpha_2 = 0$, dafür $\alpha_1 = 1.7$ und $s = 750 \text{ kg/cm}^2$, $\frac{\gamma}{s} = 0.00105$, so liefert Gleichung 182) für das Gewicht der Hauptträger pro Meter Stützweite die Näherungsformel

$$g_h = \frac{(g_f + 1.25 p) l}{280 - l} \dots \dots \dots 184)$$

Bessere Übereinstimmung mit den Gewichten ausgeführten Brücken erzielt man, wenn entsprechend der Verschiedenheit von α und s für kleine und große Stützweiten, die Zahl im Nenner obiger Formel variabel, etwa von 240 für kleine Stützweiten bis auf 300 für große Stützweiten wachsend, angenommen wird. Man erhält dann folgende Durchschnittsziffern, die das Hauptträgergewicht g_h in Hundertteilen von $g_f + \frac{5}{4}p$ angeben.

| | | | | | | | | | | | | | |
|---------|-----|-----|------|------|------|------|------|------|------|------|------|------|-------|
| $l =$ | 15 | 20 | 25 | 30 | 35 | 40 | 45 | 50 | 60 | 70 | 80 | 90 | 100 m |
| $g_h =$ | 7.0 | 9.0 | 11.0 | 13.0 | 15.0 | 17.0 | 19.1 | 21.5 | 26.2 | 31.3 | 36.9 | 43.1 | 50.0% |

von $(g_f + \frac{5}{4}p)$

Dabei ist eine günstige Wahl der Trägerhöhe und normale Konstruktion vorausgesetzt. Schiefe Brücken, sowie Eisenbahnbrücken in schärferen Gleiskurven erfordern sowohl in der Fahrbahn wie auch in den Hauptträgern ein etwas größeres Gewicht.

§ 48. Gewichtsangaben für Eisenbahnbrücken.

1. Gleis und Fahrbahndecke.

Es beträgt durchschnittlich das Gewicht

a) Ohne Durchführung der Bettung

| | in kg pro Meter Gleis | | |
|------------------------------|-----------------------|-------------|----------------------|
| | für Hauptbahnen | Nebenbahnen | Schmalspurbahnen 1 m |
| Schienen samt Kleineisenzeug | 100 | 70 | 50 kg |
| Schwellen und Bedielung | 550 | 500 | 300 kg |

b) Mit Durchführung der Bettung

| | für Hauptbahnen |
|--|-----------------|
| Schienen samt Kleineisenzeug und Schwellen | 220 kg |
| Bettung und seitliche Bedielung bei 3.3 m Breite des Bettungskoffers und einer Bettungshöhe über Oberkante der Buckelplatten von | 35 cm 25 cm |
| | 2700 kg 2000 kg |

2. Fahrbahnträger einschließlich ihrer Verstrebung

a) ohne Durchführung der Bettung

| | | Hauptbahnen | | Nebenbahnen | | |
|------------------------|---|-------------------------------|-----|-------------|-----|--------|
| | | kg pro Meter Brückenlänge | | | | |
| eingleisige Brücke | | | | | | |
| oben liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 3 | 3·5 | 3 | 3·5 m |
| | | Fahrbahntr. u. seidl. Fußwege | 360 | 420 | 250 | 300 kg |
| unten liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 4·8 | 5·0 | 4·8 | 5·0 m |
| | | Fahrbahnträger | 580 | 630 | 420 | 470 kg |

zweigleisige Brücke

für Hauptbahnen

| | | | | |
|------------------------|---|-------------------------------|--------|---------|
| oben liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 5·4 m | |
| | | Fahrbahntr. u. seidl. Fußwege | 900 kg | |
| unten liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 8·0 | 8·5 m |
| | | Fahrbahnträger | 1400 | 1500 kg |

b) mit Durchführung der Bettung

eingleisige Brücke

für Hauptbahnen

| | | | | |
|------------------------|---|---------------------------------|-----|--------|
| oben liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 3 | 3·5 m |
| | | Fahrbahnträger u. Fahrbahntafel | 620 | 700 kg |
| unten liegende Bahn | { | Hauptträgerabstand | 4·8 | 5·0 m |
| | | Fahrbahnträger u. Fahrbahntafel | 850 | 880 kg |

3. Quer- und Windverband.

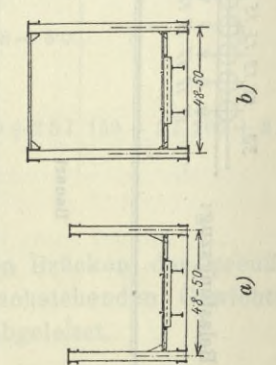
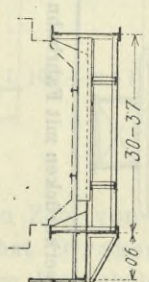
| | oben liegende Bahn | | | unten liegende Bahn | | |
|--|--------------------|-------------|-------------|---------------------|-----------|-----------|
| | | | | | | |
| Hauptträger- abstand m | 1·8 — 2·0 | 3 | 3·5 | 4·8 — 5·0 | 8 | 9 |
| Gewicht bei der Stützweite l (met.) kg pro m | 60 + 2·5 l | 100 + 2·5 l | 120 + 2·5 l | 80 + 2·5 l | 150 + 3 l | 200 + 3 l |

4. Gesamtgewicht.

Aus einer großen Zahl von ausgeführten Brücken der preußischen Staatsbahnen hat Dirksen¹⁾ die nachstehenden Gewichtsangaben für eingleisige Hauptbahnbrücken abgeleitet.

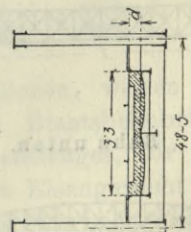
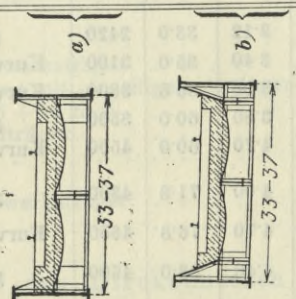
¹⁾ Centralblatt der Bauverwaltung 1904, S. 33.

| Bauart | Absand der Hauptträger m | Stützweite l m | Fahrbahn-Decke (Schwellen und Bettung) bez. Bettung) | Eisengewichte kg pro m | | | Gesamtes Eigengewicht (Eisengewicht und Fahrbahndecke) |
|---|--------------------------|----------------|--|------------------------|--|---------------------------------------|--|
| | | | | Fahrbahn | Hauptträger mit Quer- und Windverband und Auflager | Gesamtes Eisengewicht (ohne Schienen) | |
| Blechbrücken mit versenkter Fahrbahn und mit einem seitlichen Fußsteig. | 3.0 | | 595 | 380 | 270 + 44 l | 650 + 44 l | 1245 + 44 l |
| | 3.3 | 10—25 | 630 | 430 | 270 + 44 l | 700 + 44 l | 1330 + 44 l |
| | 3.7 | | 660 | 520 | 270 + 44 l | 790 + 44 l | 1450 + 44 l |
| Fachwerksbrücken mit tief versenkter Fahrbahn. | 4.8 | | 680 | 600 | 540 + 27 l | 1140 + 27 l | 1820 + 27 l |
| | 4.9 | 20—40 | 680 | 625 | 540 + 27 l | 1165 + 27 l | 1845 + 27 l |
| | 5.0 | | 680 | 670 | 540 + 27 l | 1210 + 27 l | 1890 + 27 l |
| | 4.8 | | 680 | 600 | 680 + 27 l | 1280 + 27 l | 1960 + 27 l |
| | 4.9 | 40—80 | 680 | 625 | 680 + 27 l | 1305 + 27 l | 1985 + 27 l |
| | 5.0 | | 680 | 670 | 680 + 27 l | 1350 + 27 l | 2030 + 27 l |



B. Brücken mit Schotterbettung.

| | | | | | | | |
|--|----------|---------|------|-----|------------|-------------|-------------|
| Blechbrücken mit durchgehendem Schotterbett | 3.3 | | 2840 | 670 | 270 + 49 l | 940 + 49 l | 3780 + 49 l |
| | 3.7 | 10—25 | 3260 | 840 | 270 + 49 l | 1110 + 49 l | 4370 + 49 l |
| Fachwerksbrücken mit tiefliegender Fahrbahn und durchgehendem Schotterbett ¹⁾ . | 3.3 | | 2680 | 770 | 270 + 49 l | 1040 + 49 l | 3720 + 49 l |
| | 3.7 | 10—25 | 2820 | 940 | 270 + 49 l | 1210 + 49 l | 4030 + 49 l |
| Fachwerksbrücken mit tiefliegender Fahrbahn und durchgehendem Schotterbett ¹⁾ . | d = 0.36 | 4.7—5.0 | 2740 | 810 | 30 + 62 l | 840 + 62 l | 3580 + 62 l |
| | d = 0.23 | 4.7—5.0 | 1720 | 780 | 30 + 57 l | 810 + 57 l | 2530 + 57 l |



¹⁾ Nach Landsberg.

Die vorstehenden Angaben gelten für Balkenfachwerksbrücken mit gerader Gleisachse, normaler Trägerhöhe (Blechträger $\frac{1}{10} l$, Fachwerksträger $\frac{1}{7} - \frac{1}{8} l$) und mit in der Fahrbahn nicht beschränkter Bauhöhe.

Einer Verminderung der Hauptträgerhöhe um je 10% entspricht eine Gewichtserhöhung der Hauptträger um etwa je 5%.

Brücken in Gleiskurven (mit $R < 300 m$) ergeben in den Hauptträgern eine Gewichtszunahme bis zu 10%, in der Fahrbahn je nach der erforderlichen Vergrößerung des Trägerabstandes eine solche bis zu 20%.

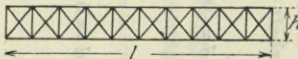
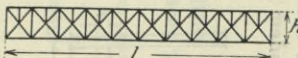
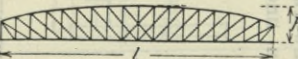
Bei sehr beschränkter Bauhöhe erhöht sich das Gewicht der Fahrbahnträger um 15—20%; desgleichen bei schiefen Brücken.

Zum Vergleiche folgen nachstehend die Gewichtsangaben einiger neuerer Brücken der k. k. österreichischen Staatsbahnen und einiger Brücken der k. ungarischen Staatsbahnen.

Brücken der österreichischen Staatsbahnen. Eingleisig.

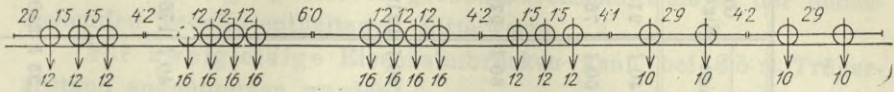
(Im Zuge der 1905—08 erbauten Alpenbahnen.)

Der statischen Berechnung sind die Belastungsannahmen für Hauptbahnen nach der Verordnung des Eisenbahnministeriums vom August 1904 (siehe Bd. I, S. 43) zugrunde gelegt.

| Bauart | $\frac{h}{l}$ | Trägerabstand m | Stützweite m | Gesamtgewicht des Überbaues kg pro m | Bahnachse | |
|--|--|--------------------|-----------------|---|-----------------|--------|
| <p>Bahn oben.</p>   | 0·116 | 3·12 | 33·0 | 2420 | gerade | |
| | 0·110 | 3·40 | 35·0 | 3100 | Kurve $R = 250$ | |
| | 0·107 | 3·90 | 53·5 | 3800 | Kurve $R = 300$ | |
| | 0·122 | 3·80 | 60·0 | 3500 | gerade | |
| | 0·122 | 4·70 | 60·0 | 4500 | Kurve $R = 250$ | |
| | 0·108 | 4·00 | 71·8 | 4300 | gerade | |
| | 0·107 | 4·70 | 76·8 | 4650 | Kurve $R = 400$ | |
| | 0·107 | 4·40 | 83·0 | 4600 | gerade | |
| | <p>Bahn unten.</p>  | 0·138 | 4·65 | 61·6 | 3560 | gerade |
| | | 0·144 | 5·00 | 69·5 | 4100 | gerade |

Brücken der ungarischen Staatsbahnen. Einleisig.

Belastungszug:



| Bauart | $\frac{h}{l}$ | Trägerabstand m | Stützweite m | Eisenkonstruktion samt Auflager ohne Schienen, Schwellen und Bedielung kg pro m | |
|---|---------------|--------------------|-----------------|---|----------------------|
| Bahn oben. | | | | | |
| Blechbrücke. Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern | 0·125 | 1·8 | 4·0 | 628 | |
| dto. | 0·083 | 1·8 | 19·9 | 1144 | |
| Parallelfachwerksträger. Versenkte Fahr- bahn. | 0·103 | | 40·0 | 2424 | |
| dto. | 0·102 | | 50·0 | 2906 | |
| Halbparabelträger | 0·127 | | 75·0 | 3746 | |
| dto. | 0·108 | 3·10 | 101·7 | 5680 | |
| Bahn unten. | | | | | |
| Blechbrücke | 0·092 | 4·60 | 18·0 | 1748 | |
| Parallelfachwerksträger | 0·100 | 4·80 | 20·0 | 1834 | |
| dto. | 0·107 | 4·60 | 30·0 | 1786 | |
| dto. | 0·110 | 4·60 | 34·0 | 2505 | |
| Halbparabelträger | 0·174 | 4·60 | 36·8 | 2007 | |
| dto. | 0·127 | 4·60 | 36·2 | 1863 | |
| Parallelfachwerksträger | 0·150 | 4·60 | 40·0 | 1760 | schief 48° |
| dto. | 0·155 | 4·60 | 40·0 | 2136 | |
| Halbparabelträger | 0·156 | 5·00 | 46·6 | 2473 | |
| dto. | 0·156 | 5·00 | 46·6 | 2598 | mit seitl. Fußweg |
| dto. | 0·160 | 4·80 | 46·3 | 2430 | |
| Parallelfachwerksträger | 0·132 | | 50·0 | 2800 | |
| Parallelträger mit einseitigem Ausleger- arm 51·95 + 16·25 m | 0·127 | 4·80 | 51·95 | 2779 | |
| Halbparabelträger | 0·138 | 5·00 | 59·28 | 2931 | |
| dto. | 0·138 | 5·00 | 59·28 | 3134 | mit seitl. Fußweg |
| Parallelfachwerksträger | 0·103 | 5·00 | 65·00 | 3680 | |
| dto. | 0·102 | 5·00 | 75·00 | 4022 | |

Mit den Dircksenschen Formeln verglichen, weisen diese österreichischen und auch die ungarischen Staatsbahnbrücken, letztere ungeachtet des leichteren Verkehrslastenzuges, für Stützweiten über 50 m ein nicht unerheblich höheres Eisengewicht nach. Es entspricht diesen Ausführungen für Brücken mit Fahrbahn oben oder unten, Trägerabstand 4·0–5·0 m, Stützweite $l > 50$ m etwa die Formel:
Gesamtes Eisengewicht pro Meter Stützweite $720 + 40 l$.

Eine Zusammenstellung des Gewichtes von in den Jahren 1907—1911 gebauten russischen Eisenbahnbrücken, die Prof. Patton im „Eisenbau“¹⁾ gibt, liefert im großen Durchschnitt die in der nebenstehenden Tabelle enthaltenen Mittelwerte.

Für zweigleisige Eisenbahnbrücken kann bei 8·5 m Trägerabstand angenommen werden:

| | |
|--|---------|
| pro Meter Stützweite | |
| ohne Durchführung des Schotterbettes | |
| Oberbau und Bedielung | 1400 kg |
| mit Durchführung des Schotterbettes | |
| Oberbau und (7·3 × 0·35) Bettung | 5000 kg |

Bei drei in letzter Zeit gebauten zweigleisigen Brücken der österreichischen und ungarischen Staatsbahnen ohne durchgehendem Schotterbett beträgt das gesamte Eisengewicht pro *m* Stützweite

| | |
|-------------------------------|----------|
| bei <i>l</i> = 51 m | 7250 kg |
| „ <i>l</i> = 61·8 m | 7890 kg |
| „ <i>l</i> = 94 m | 10760 kg |

Hienach könnte für Stützweiten zwischen 50 und 100 *m* etwa gesetzt werden:

zweigleisige Brücken, Eisengewicht. 2950 + 83 *l* kg pro *m*.

Die vorstehenden durchschnittlichen Gewichtsangaben gelten in erster Linie für Balkenträger über einer Öffnung, zu denen auch die Bogenträger mit Zugband gerechnet werden können; doch wird es sich empfehlen, das Gewicht der letzteren bei Stützweiten bis zu 50 *m* um etwa 20%, bei Stützweiten bis zu 100 *m* um etwa 10% höher anzusetzen.

Für eingeleisige Eisenbahnbogenbrücken (ohne Zugband) kann das Gewicht der Hauptträger, einschließlich Quer- und Windverband, mit etwa 160 + 30 *l* kg/*m* veranschlagt werden. Es ist jedoch geraten, die Gewichte der Bogenträger aus der allgemeinen Formel 182) zu berechnen. Das gleiche gilt auch für Brücken mit Auslegerträgern oder anderen durchgehenden Tragwerken. Überhaupt wird sich bei allen größeren Brücken eine Kontrolle der Eigengewichtsannahme unter Anwendung der Formel 182), beziehungsweise 183) oder auf Grund eines Vorprojektes empfehlen.

§ 49. Gewichtsangaben für Straßenbrücken.

Über das Gewicht der Fahrbahndecken, der Fahrbahntafeln sowie auch des Trägergerippes der Fahrbahn sind bereits in §§ 13, 14 und 20 (Bd. III/1) Angaben gemacht worden. Man wird aber besser

¹⁾ Jahrg. 1914, S. 214.

tun, diese Gewichte genauer auf Grund eines Projekt-Entwurfes zu bestimmen.

Der Quer- und Windverband kann um ungefähr 20–30% leichter als jener einer gleich breiten Eisenbahnbrücke (siehe die Angaben auf S. 722) veranschlagt werden. Nach Bertschinger¹⁾ entspricht für dieses Gewicht bei der Brückenbreite b die Annahme

$$(15 + 0.15 l) b \text{ kg}$$

Hat man die ständige Belastung g_f der Hauptträger ausschließlich ihres eigenen Gewichtes ermittelt und ist p die Verkehrsbelastung für die Längeneinheit der Brücke, so läßt sich das Hauptträgergewicht wieder aus der allgemeinen Formel 182) ableiten oder annähernd für Balkenträger als Bruchteil von $g_f + \frac{5}{4}p$ nach den auf S. 721 angegebenen Prozentziffern bestimmen.

Zu beiläufigen Veranschlagungen verhelfen
Gewichtsangaben für Straßenbrücken mit Balkenträgern
nach Engesser²⁾.

| | Fahrbahn- Decke | Fahrbahn- Tafel | Eisengewicht des Brückentragwerkes | Eisengewicht infolge von außerhalb der Hauptträger liegenden Fußwegen |
|---|-----------------------------------|-----------------------|---------------------------------------|--|
| | kg pro m ² Grundfläche | | | |
| | der Fahrbahn | | der Fußwege | |
| 1. Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag . | 110 | | 105 + 2.3 l + 0.02 l ² | 60 + 2.3 l |
| 2. Landstraßenbrücken mit Beschotterung | 400 | Zores- Eisen 65 | 125 + 2.8 l + 0.025 l ² | 60 + 2.3 l |
| 3. Stadtstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag . | 140 | | 155 + 2.7 l + 0.021 l ² | 80 + 2.7 l |
| 4. Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung | 480 | Zores- Eisen 80 | 170 + 3.2 l + 0.028 l ² | 80 + 2.7 l |
| 5. Stadtstraßenbrücken mit Pflasterung | 700 | 80 | 180 + 3.7 l + 0.029 l ² | 80 + 2.7 l |

Neuere Gewichtsangaben für Straßenbrücken enthält die oben angeführte Abhandlung von Bertschinger. Hienach wäre zu setzen:

1) R. O. Bertschinger, Breitenbemessung, Verkehrslasten und Eigengewichte der Straßenbrücken. Verkehrstechnische Woche 1912, S. 1101.

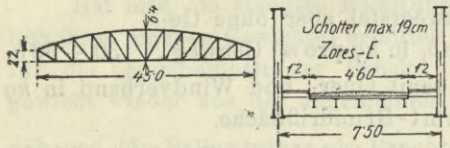
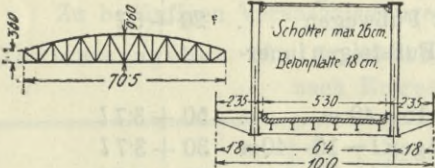
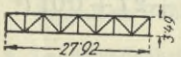
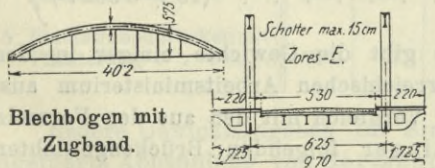
2) Zeitschrift für Baukunde 1881.

kg pro m²

| | |
|--|-----------------------------------|
| Eisengewicht des Fahrbahnträgergerippes einschließlich der eisernen Fahrbahntafel oder des etwa vorhandenen Bohlenbelages bei dem Hauptträgerabstände b | |
| für leichte Fahrbahn | 70 + 14 b |
| für mittelschwere Fahrbahn | 100 + 14 b |
| für schwere Fahrbahn | 120 + 16 b |
| Eisengewicht der außerhalb der Hauptträger liegenden Gehwege, einschließlich Gehwegtafel aber ohne Geländer bei der Gehwegbreite b_1 in kg pro m ² Gehweg . | 30 + 30 b_1 |
| Eisengewicht der Hauptträger samt Quer- und Windverband in kg f. d. m ² Gesamt-Grundrißfläche. | |
| Fachwerksbrücken mit hölzernem Bohlenbelag . | 25 + 2 l + 0.008 l^2 |
| Brücken mit massiver Fahrbahndecke: | |
| 1. Blechträgerbrücken ohne Fußwege | 60 + 5 l |
| 2. " mit Fußwegen | 20 + 5 l |
| 3. Fachwerksbrücken mit Fußsteigen innerhalb der Hauptträger: | |
| a) Parallelträger $l = 15-40$ m | 50 + 3.7 l |
| b) Krummgurtige Träger $l = 15-40$ m | 30 + 3.7 l |
| c) " " $l = 40-60$ m | 60 + 3.7 l |
| 4. Fachwerkbrücken mit Fußsteigen außerhalb der Hauptträger: | |
| a) Parallelträger $l = 15-40$ m | 40 + 2.8 l |
| b) Krummgurtige Träger $l = 15-40$ m | 20 + 2.8 l |
| c) " " $l = 40-200$ m | 50 + 2 l + 0.01 l^2 |
| d) Schläffer Bogen mit Versteifungsbalken $l = 30-60$ m | 40 + 2.8 l |
| e) Bogenträger mit Zugband $l = 30-200$ m | 100 + 2 l + 0.01 l^2 |
| f) Bogenträger ohne Zugband, Pfeilhöhe f | (15 + 0.002 l^2) $\frac{l}{f}$ |

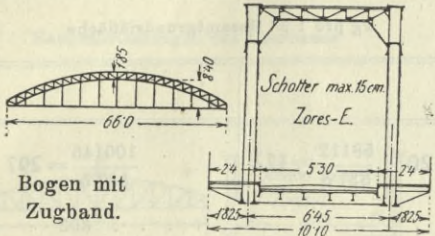
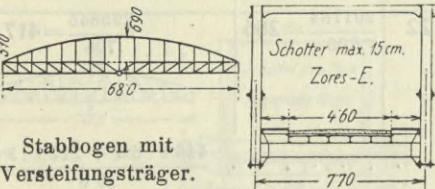
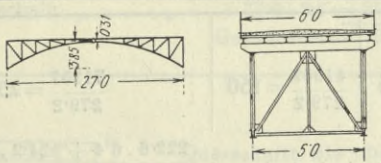
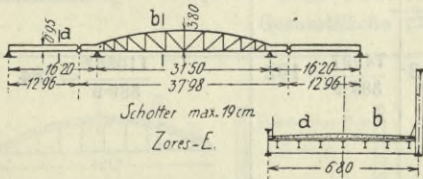
Die nachstehende Tabelle gibt die Gewichte einiger in den letzten Jahren vom k. k. österreichischen Arbeitsministerium ausgeführten Straßenbrücken. Der Vergleich mit den aus den Formeln von Engesser und Bertschinger folgenden Brückengewichten zeigt zumeist eine für die Eigengewichtsannahme zu Zwecken der statischen Berechnung hinreichende Übereinstimmung. Stärker abweichende Gewichtszahlen liefern die Formeln in den angeführten Beispielen von Auslegerbrücken.

Gewichte von Straßen-
nach neueren österreichischen

| Hauptabmessungen des Überbaues | Fahrbahndecke | Fahrbahntafel |
|--|--|---|
| | kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | |
| 1)  Gesamtgrundrißfläche 45.0 · 7.5 = 337.5 m ² | Beschotterung einschließlich Bohlenbelag $\frac{82223}{337.5} = 244$ | Zores-Eisen $\frac{17522}{337.5} = 52$ |
| nach Bertschinger (3b) . . . | | |
| 2)  Fläche innerhalb der Hauptträger 70.5 · 6.4 = 451.2 m ² „ außerhalb „ „ 70.5 · 3.6 = 253.8 m ² Gesamtfläche 705.0 m ² | Fahrbahn, Schotter $\frac{184583}{451.2} = 409$ | Betonplatte $\frac{172368}{451.2} = 382$ |
| Fußweg, Bohlen $\frac{23437}{253.8} = 92$ | | |
| insgesamt pro m ² Gesamtfläche $\frac{208020}{705} = 295$ | | |
| nach Bertschinger (4c) . . . | | |
| 3)  Querschnitt wie oben. Fläche innerhalb der Hauptträger 27.92 · 6.4 = 178.7 m ² „ außerhalb „ „ 27.92 · 3.6 = 100.5 m ² Gesamtfläche 279.2 m ² | Fahrbahn, Beschotterung wie oben 409 Fußweg, Bohlen wie oben 92 insgesamt wie oben 295 | Betonplatte wie oben 382 |
| nach Bertschinger (4a) . . . | | |
| 4)  Blehbogen mit Zugband. Fläche innerhalb der Hauptträger 40.2 · 6.25 = 251.2 m ² „ außerhalb „ „ 40.2 · 3.45 = 138.7 m ² Gesamtfläche 389.9 m ² | Fahrbahn, Beschotterung $\frac{67672}{251.2} = 269$ | Zores-Eisen $\frac{16034}{251.2} = 64$ |
| Fußweg, Bohlenbelag $\frac{7236}{138.7} = 52$ | | |
| insgesamt pro m ² Gesamtfläche $\frac{74908}{389.9} = 192$ | | |
| nach Bertschinger (4e) . . . | | |

brücken I. Klasse
staatlichen Ausführungen.

| Eisengewichte (ohne Auflager) | | | | |
|--|--------------------------------------|--|-----------------------------|--------------------------------|
| Fahrbahn-träger | außen liegende Fußwege | Quer- und Windverband | Hauptträger | Insgesamt (ohne Fahrbahntafel) |
| kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | kg pro 1 m ² Fußwegfläche | kg pro 1 m ² Gesamtgrundrißfläche | | |
| einschließlich Gehweg-träger | | | | |
| $\frac{35350}{337.5} = 105$ | 0 | $\frac{6683}{337.5} = 20$ | $\frac{58112}{337.5} = 172$ | $\frac{100145}{337.5} = 297$ |
| nach Engesser (2) 302 | | | | |
| 175 226 | | | | |
| $\frac{60122}{451.2} = 133$ | $\frac{16569}{253.8} = 65$ | $\frac{15170}{705} = 22$ | $\frac{201784}{705} = 286$ | $\frac{293645}{705} = 417$ |
| nach Engesser (2) $\frac{446 \cdot 6 \cdot 6.4 + 222 \cdot 1 \cdot 3.6}{10 \cdot 0} = 366$ | | | | |
| nach Bertschinger (4c) 241 | | | | |
| $\frac{21903}{178.7} = 123$ | $\frac{5999}{100.5} = 60$ | $\frac{1286}{279.2} = 4.6$ | $\frac{41969}{279.2} = 150$ | $\frac{71157}{279.2} = 255$ |
| nach Engesser (2) $\frac{222 \cdot 6 \cdot 6.4 + 124 \cdot 2 \cdot 3.6}{10 \cdot 0} = 187$ | | | | |
| nach Bertschinger (4a) 118 | | | | |
| $\frac{23266}{251.2} = 93$ | $\frac{7139}{138.7} = 51$ | $\frac{5159}{389.9} = 13.3$ | $\frac{74997}{389.9} = 192$ | $\frac{110562}{389.9} = 284$ |
| nach Engesser (2) $\frac{277.9 \cdot 6.25 + 152.5 \cdot 3.45}{9.7} = 233$ | | | | |
| nach Bertschinger (4e) 197 | | | | |

| Hauptabmessungen des Überbaues | Fahrbahndecke | Fahrbahntafel |
|--|---|---|
| | kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | |
| 5)  <p>Bogen mit Zugband.</p> <p>Fläche innerhalb der Hauptträger $66 \cdot 6.45 = 425.7 \text{ m}^2$ „ außerhalb „ „ $66 \cdot 0.3 \cdot 65 = 240.9 \text{ m}^2$ Gesamtfläche 666.6 m^2</p> | Fahrbahn, Beschotterung $\frac{111105}{425.7} = 261$ Fußweg, Bohlenbelag $\frac{21914}{240.9} = 91$ insgesamt pro m ² Gesamtfläche $\frac{133019}{666.6} = 200$ | Zores-Eisen $\frac{26872}{425.7} = 63$ $\frac{21914}{240.9} = 91$ $\frac{133019}{666.6} = 200$ |
| 6)  <p>Stabbogen mit Versteifungsträger.</p> <p>Gesamtgrundrißfläche $68 \cdot 7.7 = 523.6 \text{ m}^2$</p> | Beschotterung einschließlich Bohlenbelag $\frac{114318}{523.6} = 218$ | Zores-Eisen $\frac{26992}{523.6} = 52$ |
| 7)  <p>Grundrißfläche der Fahrbahn $27 \cdot 6.0 = 162 \text{ m}^2$</p> | Beschotterung $\frac{51419}{162} = 317$ | Zores-Eisen $\frac{13150}{162} = 81$ |
| 8)  <p>Schwebeträger</p> <p>Fahrbahnfläche: Auslegerträger $37.98 \cdot 6.8 = 258.3 \text{ m}^2$ Schwebeträger $12.96 \cdot 6.8 = 88.1 \text{ m}^2$</p> | Beschotterung $\frac{77152}{258.3} = 299$ | Zores-Eisen $\frac{18000}{258.3} = 70$ |

| Eisengewichte (ohne Auflager) | | | | |
|---|--------------------------------------|--|------------------------------|--|
| Fahrbahnträger | außen liegende Fußwege | Quer- und Windverband | Hauptträger | Insgesamt (ohne Fahrbahntafel) |
| kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | kg pro 1 m ² Fußwegfläche | kg pro 1 m ² Gesamtgrundrißfläche | | |
| $\frac{42194}{425.7} = 99$ | $\frac{9817}{240.9} = 41$ | $\frac{15373}{666.6} = 23$ | $\frac{158819}{666.6} = 238$ | $\frac{226203}{666.6} = 339$ |
| nach Engesser (2) | | | | $\frac{418.7 \cdot 6.45 + 211.8 \cdot 3.65}{10.1} = 344$ |
| nach Bertschinger (4e) | | | | 276 |
| einschließ-lich Gehweg-träger $\frac{52057}{523.6} = 99$ | — | $\frac{16324}{523.6} = 31$ | $\frac{149851}{523.6} = 286$ | $\frac{218232}{523.6} = 417$ |
| nach Engesser (2) | | | | 430 |
| nach Bertschinger (4d) | | | | 230 |
| $\frac{18789}{162} = 116$ | — | $\frac{2104}{162} = 13$ | $\frac{18063}{162} = 112$ | $\frac{38956}{162} = 240$ |
| nach Engesser (2) | | | | 219 |
| nach Bertschinger (4f) | | | | 120 |
| $\frac{28277}{258.3} = 109$ | — | $\frac{2245}{258.3} = 8.7$ | $\frac{37807}{258.3} = 146$ | $\frac{68329}{258.3} = 264$ |
| nach Engesser (2) (l = 31.5) | | | | 238 |
| nach Bertschinger (3b) | | | | 147 |
| $\frac{9649}{88.1} = 109$ | — | $\frac{766}{88.1} = 8.7$ | $\frac{9203}{88.1} = 104$ | $\frac{19618}{88.1} = 222$ |
| nach Engesser (2) | | | | 166 |
| nach Bertschinger (1) | | | | 125 |

| Hauptabmessungen des Überbaus | | Fahrbahndecke | Fahrbahntafel |
|---|--|--|--|
| | | kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | |
| 9) | | Beschotterung einschließlich Bohlenbelag $\frac{111800}{487.7} = 230$ | Zores-Eisen $\frac{25768}{487.7} = 53$ |
| | | 230 | 53 |
| Fahrbahnfläche: Auslegerträger $66.36 \cdot 7.35 = 487.7 \text{ m}^2$ Schwebeträger $14.36 \cdot 7.35 = 105.5 \text{ m}^2$ | | | |
| 10) | | Fahrbahn, Pflaster- und Unterbettung $\frac{158374}{524.7} = 302$ | In den Außenfeldern Betonplatte 20 cm im Mittelfelde Zores-Eisen $\frac{167914}{524.7} = 320$ |
| | | Fußweg $\frac{47013}{349.8} = 134$ | insgesamt pro m ² Gesamtfläche $\frac{205387}{874.5} = 235$ |
| Ausleger-Fläche innerhalb d. Hauptträger $58.3 \cdot 9 = 524.7 \text{ m}^2$ träger („ außerhalb „ „ $58.3 \cdot 6 = 349.8 \text{ m}^2$ Gesamt 874.5 m^2 | | | |
| Schwebeträger-Fläche innerhalb d. Hauptträger $30.4 \cdot 9 = 273.6 \text{ m}^2$ träger („ außerhalb „ „ $30.4 \cdot 6 = 182.4 \text{ m}^2$ Gesamt 456.0 m^2 | | Fahrbahn, Pflaster- und Unterbettung $\frac{110231}{273.6} = 403$ | Zores-Eisen $\frac{19139}{273.6} = 70$ |
| | | Fußweg $\frac{24514}{182.4} = 134$ | |
| | | insgesamt pro m ² Gesamtfläche $\frac{137745}{456} = 295$ | |

| Eisengewichte (ohne Auflager) | | | | |
|---|--------------------------------------|--|------------------------------|--------------------------------|
| Fahrbahn-träger | außen liegende Fußwege | Quer- und Windverband | Hauptträger | Insgesamt (ohne Fahrbahntafel) |
| kg pro 1 m ² Fahrbahnfläche | kg pro 1 m ² Fußwegfläche | kg pro 1 m ² Gesamtgrundrißfläche | | |
| $\frac{50068}{487.7} = 103$ | — | $\frac{8104}{487.7} = 16.6$ | $\frac{85135}{487.7} = 175$ | $\frac{143307}{487.7} = 294$ |
| nach Engesser (2) (l = 52) 338 | | | | |
| nach Bertschinger (3c) 252 | | | | |
| $\frac{10834}{105.5} = 103$ | — | $\frac{1754}{105.5} = 16.6$ | $\frac{6907}{105.5} = 65$ | $\frac{19495}{105.5} = 185$ |
| nach Engesser (2) 170 | | | | |
| nach Bertschinger (3a) 103 | | | | |
| $\frac{80633}{524.7} = 154$ | $\frac{39516}{349.8} = 113$ | $\frac{12469}{874.5} = 14.2$ | $\frac{195834}{874.5} = 224$ | $\frac{328452}{874.5} = 376$ |
| nach Engesser (5) . l (39.5) $\frac{371.9 + 186.6 \cdot 6}{15} = 297$ | | | | |
| nach Bertschinger (4b) 131 | | | | |
| $\frac{36269}{273.6} = 133$ | $\frac{23120}{182.4} = 127$ | $\frac{3896}{456} = 8.5$ | $\frac{85022}{456} = 186$ | $\frac{148307}{456} = 325$ |
| nach Engesser (5) . l = (30.4) $\frac{319 \cdot 3.9 + 162.6}{15} = 256$ | | | | |
| nach Bertschinger (4a) 125 | | | | |

Es mögen damit noch die Hauptträgergewichte verglichen werden, die sich unter Anwendung der auf S. 721 angegebenen Prozentziffern als Bruchteile von $(g_f + \frac{5}{4}p)$ berechnen. Dabei wird $p = 460 \text{ kg/m}^2$ angenommen und g_f ist die auf 1 m^2 Gesamtgrundrißfläche entfallende Eigengewichtslast ausschließlich Hauptträgergewicht, die auf Grund eines Entwurfes immer ziemlich genau vorher festgestellt werden kann. Es ergibt sich:

| Brücke | | Gewichte nach Ausführung | | Berechnetes Hauptträgergewicht |
|-----------------|-----------------|---|-------------|--------------------------------|
| | | Fahrbahndecke Fahrbahn Tafel Quer- und Windverband | Hauptträger | |
| Nummer | Stützweite m | kg pro m ² Gesamtgrundrißfläche | | |
| 1 | 45 | 421 | 172 | 0·191 (421 + 575) = 190 |
| 2 | 70·5 | 670 | 286 | 0·313 (670 + 575) = 390 |
| 3 | 27·9 | 644 | 150 | 0·122 (644 + 575) = 149 |
| 4 | 40·2 | 324 | 192 | 0·170 (324 + 575) = 153 |
| 5 | 66·0 | 341 | 238 | 0·292 (341 + 575) = 268 |
| 6 | 68·0 | 400 | 286 | 0·302 (400 + 575) = 294 |
| 7 | 27·0 | 527 | 112 | 0·118 (527 + 575) = 130 |
| 8 _a | 31·5 | 487 | 146 | 0·136 (487 + 575) = 145 |
| 8 _b | 13·0 | 487 | 104 | |
| 9 _a | 52·0 | 402 | 175 | 0·224 (402 + 575) = 218 |
| 9 _b | 14·4 | 402 | 65 | 0·070 (402 + 575) = 68 |
| 10 _a | 39·5 | 579 | 224 | 0·168 (579 + 575) = 194 |
| 10 _b | 30·4 | 476 | 186 | 0·132 (476 + 575) = 139 |

Wie man sieht sind die Abweichungen nicht größer als jene, die sich nach den Gewichtsformeln von Engesser oder Bertschinger ergeben.

Anhang

Neuere, nach 1890 erbaute Eisenbrücken von mehr
als 100 *m* Spannweite

A. Eisenbahnbrücken.

1. Balken- und Bogenbalkenbrücken.

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Zahl der Gleise | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--|-------------------|-----------------|-----------|----------------------------|---|---|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Brücke über den Firth of Forth | 1882 bis 1890 | 2 | 6 | 205.7 | Auslegerträger, gekrümmte Gurte, zweiteiliges Strebenfachwerk | samt Zufahrten 3,177.206 £ Engineering 1890 |
| | 47.2 | | | | | |
| Neue Weichsel-Brücke bei Dirschau | 1889 bis 1891 | 2 | 2 | 82.3 | Abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk | 10,700.000 Mk. nur Konstruktion 6,800.000 Mk. Zeitschr. f. Bauw. 1895 |
| | 518.1 | | | | | |
| Neue Nogat-Brücke bei Marienburg | 1889 bis 1891 | 2 | 2 | 47.2 | Abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk | 4,632.000 Mk. nur Konstruktion 2,733.000 Mk. Zeitschr. f. Bauw. 1895 |
| | 205.7 | | | | | |
| Brücke über die Weichsel bei Fordon | 1890 bis 1893 | 1 | 5 | 129.0 | Abgestumpfter Bogensehnen-träger | Centralbl. d. Bauverwaltung. 1908 |
| | 103.2 | | | | | |
| Brücke über den Dnjestr bei Rybnitz | 1893 bis 1893 | 1 | 13 | 62.0 | Parallelträger | Centralbl. d. Bauverwaltung. 1908 |
| | 93.0 | | | | | |
| Donau-Brücke bei Czernavoda (Rumänien) | 1892 bis 1895 | 1 | 4 | 190.0 | Auslegerträger als Parallelträger | Zeitschr. d. österr. Ingen. u. Arch.-V. 1890 |
| | 140.0 | | | | | |

a) Europa.

| | | | | | | |
|---|----------------|---|---|-------|--|---|
| Havel-Brücke bei Caputh | 1896 | 1 | 1 | 100.0 | Abgestumpfter Bogensehnen-träger | Engineer 1903 II |
| Brücke über die Connelfähre bei Oban in Schottland | 1900 bis 1903 | 1 | 1 | 159.7 | Auslegerbrücke. Gerade, nach der Mittelstütze zu ansteigende Gurte | Deutsche Bauzeitung 1900 |
| | 116.8 | | | | | |
| Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms | 1901 | 2 | 2 | 102.2 | Fachwerksbogen mit Zugband | Centralbl. d. Bauverwaltung 1904 |
| | 17 34.9 - 38.7 | | | | | |
| Kaiserbrücke über den Rhein bei Mainz | 1902 bis 1903 | 2 | 2 | 116.8 | Fachwerksbogen mit Zugband. | Zeitschr. d. Vereins deutscher Ingen. 1904 |
| | 107.2 | | | | | |
| Kemi-Isaohaara Finnland | 1903 bis 1904 | 1 | 1 | 93.8 | Parallelträger | Wochenschr. f. d. öff. Baud. 1904 |
| | 39.2 | | | | | |
| Donau-Brücke am Kräutlestein bei Passau | 1903 bis 1904 | 1 | 1 | 125.0 | Bogensehnen-träger mit geradem Untergurt. Strebenfachwerk | Rail. Gaz. 1906 |
| | 116.8 | | | | | |
| Fades-Brücke über das Siouletal bei Vauriat, Frankreich | 1904 bis 1908 | 1 | 1 | 20.0 | Kontinuierlicher Träger | Deutsche Bauzeitung 1908 |
| | 110.0 | | | | | |
| Kyrönalmisund in Finnland | 1905 bis 1908 | 1 | 1 | 144.0 | Durchgehender Parallelträger mit Strebenfachwerk | Zeitschr. f. Bauw. Centralbl. d. Bauverwaltung 1909 |
| | 116.2 | | | | | |
| Oder-Brücke bei Neusalz | 1908 bis 1908 | 1 | 1 | 53.6 | Halbparabelträger mit abgestumpften Enden | Enging. 1908 |
| | 125.0 | | | | | |
| Weichsel-Brücke bei Münsterwalde-Marienwerder | 1908 bis 1909 | 1 | 1 | 100.0 | Halbparabelträger | Schw. Bauz. 1909 |
| | 40.4 | | | | | |
| Wear-Brücke bei Sunderland, England | 1909 bis 1909 | 1 | 1 | 130.0 | Halbparabelträger, unterteiltes Strebenfachwerk | Centralbl. d. Bauverwaltung 1909 |
| | 78.0 | | | | | |
| Sitter-Brücke in der Schweiz | 1909 bis 1910 | 1 | 1 | 105.0 | Halbparabelträger mit zweifachem Ständerfachwerk | Enging. 1908 |
| | 67.0 | | | | | |
| Rhein-Südbrücke bei Köln | 1910 bis 1910 | 2 | 2 | 120.0 | Halbparabelträger mit geradem Obergurt | Schw. Bauz. 1909 |
| | 165.0 | | | | | |
| Rhein-Südbrücke bei Köln | 1910 bis 1910 | 2 | 2 | 101.5 | Auslegerträger, Fachwerksbogen mit Zugband | Schw. Bauz. 1909 |
| | 165.0 | | | | | |

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Zahl der Gleise | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--|----------------------|--------------------|-----------|----------------------------------|--------------|--------------------------------------|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Brücke über den Amur bei Chabarowsk | 1915 | | 18 | 127 | | Mittlere Amurbahn |
| Brücke über den Bureja | 1914 | | 4 | 127 | | Ost-Amurbahn |
| " " die Beroso- | 1899 | | 4 | 127 | | Moskau—Pawletz |
| " " waja-Bucht | 1904 | | 1 | 127 | | Baikalsee-Bahn |
| Brücke über den West- Dwina | 1902 | | 1 | 127 | | Wytebsk—Schlobin |
| " " Oka bei Murom | 1912 | | 6 | 126 | | Ljüberzy—Arsamas |
| " " Oka | 1915 | | 4 | 111 | | Moskau—Kursk |
| " " Initenka | 1915 | | 1 | 109 | | Kozlow—Rostow |
| " " Narowa bei Narwa | 1902 | | 1 | 109 | | Pskow—Rīga |
| " " Kostroma | 1905 | | 1 | 109 | | Wologda—Wjatka |
| " " Inscha | 1905 | | 2 | 109 | | Nawly—Konosep |
| " " Seim | 1907 | | 3 | 109 | | Moskau—Jaroslaw |
| " " Wolga bei Jaroslaw | 1913 | | 5 | 146 | | Rjasan—Kasan |
| " " Wolga bei Kasan | 1913 | | 6 | 158 | | Wolga—Bugulma |
| " " Wolga bei Simbirsk | 1915 | | 12 | 158 | | Rjasan—Uralsk |
| " " Wolga bei Uweki | 1916 | | 8 | 158 | | Sibirische Eisenbahn |
| " " Ob-Fluß | 1897 | | 3 | 118 | | |
| | | | 2 | 117 | | |
| | | | 2 | 102 | | |

| | | | | | | |
|---|---------------------|---|---|-------------------------|--|---------------------------------|
| Brücke über den West- Dwina-Fluß | 1906 | | 1 | 128 | | Bologor—Polotzk |
| Brücke über den Busan (Wolga) | 1908 | | 1 | 164 | | |
| Ochta-Brücke über die Newa in Petersburg | 1910 | | 2 | 141 | | Astrachaner Eisenb. |
| Dniepr-Brücke bei Jekaterinoslaw | 1916 | | 8 | 128 | | |
| Oka-Brücke bei Nischny- Nowgorod | 1916 | | 4 | 118 | | |
| Brücke über Don bei Rostow | 1916 | | 3 | 113 | | |
| Brücke über den Msta in Borowitschy | 1904 | | 1 | 107 | | |
| Brücke über den Dniepr- Arm bei Kiew | 1906 | | 2 | 104 | | |
| Brücke über die Newa bei St. Petersburg | 1913 | | 4 | 100 | | |
| Ohio-Brücke bei Ceredo (West-Virginien) | 1890 bis 1891 | 1 | 1 | 157.9 | | Eng. News 1890 |
| Über den Mississippi bei Memphis | 1890 bis 1892 | 1 | 2 | 241.0 189.0 103.0 | | |
| Missouri-Brücke bei Belle- fontaine | 1893 | 2 | 1 | 69.0 134.0 | | |
| Missouri-Brücke bei Boon- ville | 1895 | 1 | 1 | 109.9 | | |
| Delaware-Brücke bei Phila- delphia | 1895 bis 1896 | 2 | 3 | 165.0 98.4 | | 5,000,000 K Allg. Bauz. 1901 |

c) Amerika und Übersee-Länder.

Vieleckträger, Einteiliges
Strebenfachwerk

Auslegerträger, Doppeltes
Strebenfachwerk mit Hilfs-
ständern

Vieleckträger mit geradem
Untergurt, Drehbrücke

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Zahl der Gleise | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--|-------------------|------------------|-----------|----------------------------|---|--------------------------------------|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Brücke über den Mississippi bei Alton | 1896 bis 1897 | Eisenbahn Straße | 1 | 137-0 | Zweiarmige Drehbrücke Vieleckträger Parallelträger Drehbrücke | Engin. 1897 |
| | 1899 | | 1 | 117-2 | | |
| Brücke über den Tennessee bei Dauville | 1901 | 1 | 1 | 77-0 | Halbparabelträger Bogensehnenenträger | Eng. News 1905 |
| | 1903 | 1 | 1 | 152-0 | | |
| Brücke über den Monongahela bei Rankin | 1903 | 1 | 1 | 128-0 | Auslegerträger, Bahn oben trapezförm. Untergurt | 2,800,000 Doll. Eng. News 1905 |
| | | | 2 | 43-0 | | |
| Brücke über den Fraserfluß (Britisch-Columbien) | 1903 bis 1904 | Eisenbahn Straße | 2 | 115-8 | Zweiarmige Drehbrücke | Eng. News 1905 |
| | 1905 bis 1906 | | 1 | 68-6 | | |
| Brücke über den Mississippi bei Thebes (Illinois) | 1907 | 2 | 5 | 48-4 | Trapezträger | 2,800,000 Doll. Eng. News 1905 |
| | | | 2 | 204-5 | | |
| Brücke über den French River bei Romford | 1907 | 1 | 2 | 158-9 | Auslegerträger mit annähernd parallelen Gurtungen | 2,800,000 Doll. Eng. News 1905 |
| | | | 2 | 158-0 | | |
| Brücke über den Ohio bei Point Pleasant | 1907 | 1 | 11 | 20-0 | Betonbogen | Centrabl. d. Bauverwaltung 1906 |
| | | | 1 | 30-5 | | |
| Monongahela-Brücke der Wabash-Eisenb. in Pittsburg | 1907 | 2 | 1 | 126-0 | Halbparabelträger mit schrägen Endpfosten. Unterteiltes Strebenfachwerk desgleichen | Centrabl. d. Bauverwaltung 1906 |
| | | | 3 | 127-0 | | |
| Monongahela-Brücke der Wabash-Eisenb. in Pittsburg | 1907 | 2 | 3 | 105-5 | Auslegerträger mit über den Mittelpfeilern in die Höhe gezogenem Obergurt. Strebenfachwerk mit Zwischenknoten | Centrabl. d. Bauverwaltung 1906 |
| | | | 3 | 247-5 | | |
| Monongahela-Brücke der Wabash-Eisenb. in Pittsburg | 1907 | 2 | 3 | 105-5 | Auslegerträger mit über den Mittelpfeilern in die Höhe gezogenem Obergurt. Strebenfachwerk mit Zwischenknoten | Centrabl. d. Bauverwaltung 1906 |
| | | | 3 | 105-5 | | |

| | | | | | | |
|--|---------------|----------|----|-------|--|---|
| Brücke über den Missouri bei Pierre (Süd-Dakota) | 1907 | 1 | 4 | 107-0 | Halbparabelträger mit abgestumpften Enden Gleicharmige Drehbrücke Auslegerträger | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 137-0 | | |
| Brücke über den Indus bei (Khusalgarh Indien) | 1908 | 1 | 1 | 144-0 | Auslegerträger | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 143-0 | | |
| Blackwell Insel-Brücke (Queensboro-Brücke) in Newyork | 1903 bis 1908 | 2 Gleise | 1 | 360-0 | Auslegerträger mit Mittelgelenk. Ständerfachwerk mit Hilfsstäben. Nickelstahl | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 192-0 | | |
| Brücke über den Susquehanna bei Aikin (Maryland) | 1909 | 2 | 1 | 300-4 | Halbparabelträger, Ständerfachwerk mit Unterteilung | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 140-0 | | |
| Brücke über den Columbiafluß bei Oregon (Washington) | 1909 | 2 | 1 | 158-0 | Drehbrücken | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 116-0 | | |
| Brücke über den Kentucky Mc. Kinley-Brücke über den Mississippi, St. Louis | 1909 bis 1912 | 2 | 1 | 115-0 | Halbparabelträger mit schrägen Endpfosten. Ständerfachwerk mit Unterteilung | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 114-0 | | |
| Brücke über den Ohio (Pennsylvanien), Beaver und Monaca | 1909 bis 1912 | 2 | 6 | 82-0 | Auslegerträger Einfacher Balken | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 8 | 49-0 | | |
| Brücke über den Song-Mä in Tonking | 1909 bis 1912 | 1 | 26 | 24-0 | Fachwerksbogen mit Scheitelgelenk und Zugband | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 1 | 142-0 | | |
| Brücke über den Hoangho bei Lokou | 1909 bis 1912 | 2 | 1 | 102-0 | Strombrücke | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 3 | 108-0 | | |
| Eisenbahn Tientsin-Tsinanfu | 1909 bis 1912 | 2 | 3 | 158-0 | Auslegerträger mit über den Mittelpfeilern in die Höhe gezogenen Obergurten, einfaches Strebenfachwerk | 1.130,000,000 K Zeitschr. d. Vereins d. Ingenieure |
| | | | 3 | 158-0 | | |

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Zahl der Gleise | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--|-------------------|-----------------|---------------|----------------------------|--|--|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Municipal-Brücke in St. Louis | | 2 | 3 | 204.0 | Halbparabelträger mit schrägen Endpfosten Ständerfachwerk mit Unterteilung Auslegerträger | |
| Sewickley-Brücke über den Ohio | 1911 | | { 1 2 | { 228.6 91.4 | | Amer. Soc. of Civ. Eng. 1912 |
| Ohio-Brücke bei Sciotoville | 1915 | 2 | 2 | 236.2 | Kontinuirl. Träger mit vieleckigem Obergurt, einfaches Strebenfachwerk mit Zwischenknoten | Eisenbau 1915 |
| Ohio-Brücke bei Kenova | 1913 | 2 | { 1 4 | { 157.9 92.0 | Elliptisch vieleckiger Obergurt Ständerfachwerk mit Zwischenknoten | Eisenbau 1914 |
| Brücke über den St. Lorenzstrom zu Quebec | im Bau | 2 | { 1 1 1 | { 156.9 548.6 156.9 | Auslegerträger K-Ausfachung | 5,900.000 K |
| 2. Bogenbrücken. | | | | | | |
| a) Europa. | | | | | | |
| Brücke über den Nordostsee-Kanal bei Grünental | 1891 bis 1892 | 1 u. Straße | 1 | 156.5 | Sichelbogen mit Kämpfergelenken | Zeitschr. f. Bauwesen 1898 |
| Brücke über den Nordostsee-Kanal bei Levensau | 1893 bis 1894 | 1 u. Straße | 1 | 163.4 | Nicht parallele Kreisbogen-gurte mit Kämpfergelenken | Zeitschr. f. Bauwesen 1899 |
| Kaiser Wilhelms-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten | 1893 bis 1897 | 2 | 1 | 170.0 | Parabelbogen ohne Gelenke | Prof. Dietz, Berlin 1904, J. Springer, Zeitschr. des Ver. d. Ing. 1897 |

| | | | | | | |
|--|---------------|----------------------|----------|------------------|--|---|
| Brücke über den Viaurfluß, Linie Carmaux—Rodez | 1896 bis 1902 | 1 | { 1 2 | { 221.3 95.0 | Auslegerfachwerksbogen mit 3 Gelenken | 2.700.000 Fr. Annales d. Ponts et chauss. 1900 Wochenschr. f. d. öffentliche Baud. 1903 |
| Austerlitz-Brücke über die Seine, Paris | 1904 bis 1906 | 2 | 1 | 140.0 | Dreigelenkbogen mit ausgetragten Kämpfergelenken | Metropolitan-Bahn, Génie civil, Engineering News 1906 |
| Nikolaus-Brücke, Moskau | 1907 | 2 | 1 | 135.0 | Sichelförmiger Fachwerksbogen | Moskauer Ringbahn, Centralbl. d. Bauverwaltung 1908 |
| Sergius-Brücke, Moskau | 1907 | 2 | 1 | 135.0 | Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken | Allgemeine Bauzeitg. 1910 |
| Brücke über die Angerschlucht, Tauernbahn | 1906 bis 1908 | 1 | 1 | 110 | Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken | Schweizer. Bauzeitung 1913 |
| Eietschtal-Brücke der Lötschbergbahn | 1913 | 2 | 1 | 95 | Bogen mit Kämpfergelenken | |
| b) Amerika und Kolonien. | | | | | | |
| Stoney Creek-Brücke der Canadischen Pacific-Bahn | 1893 | 1 | 1 | 102.4 | Parabelbogen mit Kämpfergelenken | Zeitschr. d. Vereines deutscher Ing. 1898 |
| Brücke über die Stromschnellen des Niagara | 1896 bis 1897 | 2 u. Straße | 1 | 167.75 | Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken. Gerader Obergurt, Ständerfachwerk | 1,400.000 Mk. hiervon 1,000.000 Mk. Transportkosten. Deutsche Bauztg. Jg. 39. Schweiz. Bauztg. 1906 |
| Brücke über die Viktorialfälle des Zambesi in Rhodesia | 1904 bis 1905 | 2 106 cm Spur | { 1 1 | { 152.0 26.66 | Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken Parallelträger | Engineering Record, Engineering News 1914 |
| Hellgate-Brücke bei Neuyork | im Bau | 4 | 1 | 297.9 | Zweigelenkbogenfachwerk, nicht parallele Gurte | Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1914 |
| 3. Hängebrücken. | | | | | | |
| Tet-Brücke über die Cassagne-Schlucht in Frankreich | 1907 bis 1909 | 1 Gleise 1 m Spur | { 1 2 | { 156.0 39.0 | Schrägseile, System Giscard | 500.000 Fr. |

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Zahl der Geleise | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--|-------------------|-----------------------|-----------|----------------------------|---|---|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Williamsburg-Brücke über den East River in Newyork | 1896 bis 1903 | 2 Gleise | 1 | 487.7 | Drahtkabelbrücke mit Versteifungsträger | 113,000.000 Mk. hievon 30,000.000 Mk. auf Grunderwerb Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1904 u. v. |
| | | Hochbahn | 2 | 91.5 | | |
| | | 4 Gleise | 2 | 91.5 | | |
| Manhattan-Brücke über den East River in Newyork | 1910 | 2 Fußwege | 1 | 448.0 | Drahtkabelbrücke mit Versteifungsträger | Eisenbau 1910 |
| | | 2 Radfahrwege, Straße | | | | |
| | | Hochbahn | | | | |
| | | 4 Gleise | | | | |
| | | 2 Straßenbahn | | | | |
| | | 4 Gleise | 2 | 221.0 | | |
| | | 2 Gehwege | | | | |

B. Straßenbrücken.

1. Balken- und Bogenbalkenbrücken.

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|---|-------------------|-----------|----------------------------|--|---|
| | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| a) Europa. | | | | | |
| Franz Josef-Brücke über die Donau in Budapest | 1894 bis 1896 | 1 | 175.0 | Auslegerträger in Hängeträgergestalt. Einfaches Fachwerk | 5,000.000 K Zeitschr. d. österr. Ingen. u. Arch. Ver.; Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1897 |
| | | 2 | 79.3 | | |

| | | | | | |
|--|---------------|----|-------|--|---|
| Theiß-Brücke bei Tokaj | 1896 | 1 | 107.6 | Auslegerbrücke mit Mittelgurt | Fürster, Neuere Brückenbauten in Österreich-Ungarn 1899 Zeitschr. f. Bauwesen 1898 |
| | | 2 | 51.7 | | |
| Brücke über die Süderelbe bei Harburg | 1897 bis 1899 | 4 | 100.1 | Nicht parallele Bogengurte, gekrümmtes Zugband | 4,370.800 Mk. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1907 |
| | | 6 | 31.7 | | |
| | | | | | |
| Brücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg | 1904 bis 1907 | 1 | 203.4 | Auslegerbrücke | Deutsche Bauzeitg. 1907 |
| | | 1 | 128.3 | | |
| | | 1 | 121.6 | | |
| | | 1 | 88.9 | | |
| | | 1 | 83.6 | | |
| Brücke über die Memel bei Tilsit | 1905 bis 1907 | 3 | 105.6 | Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken und Zugband „Langer“ Träger mit Mittelgelenk | |
| | | 1 | 49.28 | | |
| Swinemünder-Brücke in Berlin | 1906 | 1 | 27.72 | Parallelträger Klappbrücke | |
| | | 1 | 12.0 | | |
| | | 2 | 60.0 | | |
| Brücke über die Oder bei Beuthen | 1906 bis 1907 | 1 | 108.0 | Auslegerbrücke mit Mittelgurt | |
| | | 11 | 35.34 | | |
| Brücke über den Dnjepr bei Kiew | 1907 | 2 | 104.0 | Bogenfachwerk mit Zugband Parallelträger | |
| | | | | | |
| Ochta-Brücke über die Newa bei St. Petersburg | 1910 | 1 | 42.6 | Fachwerksbogen mit Zugband | |
| | | 2 | 134.0 | | |
| Brücke bei Greifenhagen | | 1 | 103.3 | Klappbrücke, Fachwerksbogen mit Zugband | |
| | | 2 | 71.4 | | |
| Brücke über den Nordostseekanal bei Holttenau | | 1 | 156.0 | Auslegerbrücke, Mittelöffnung in Form eines über die Fahrbahn liegenden Bogens | |
| | | 2 | 87.0 | | |

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|---|-------------------|-----------|----------------------------|--|--|
| | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| b) Amerika und Kolonien. | | | | | |
| Mississippi-Brücke bei Lyons und Fulton | 1890 bis 1891 | 1 | 110·0 | Praträger | |
| Brücke in der 6. Avenue in Pittsburg | 1892 bis 1893 | 3 | 102·0 | Bogensehnenträger | |
| | 1894 | 1 | 61·0 | Unterteiltes Ständerfachwerk - Bogensehnenträger | Railroad Gazette 1893 |
| Ohio-Brücke bei Louisville | 1900 bis 1901 | 2 | 134·0 | | |
| | 1904 | 1 | 166·0 | Abgestumpfter Bogensehnen-träger | Engineering News 1902 |
| Brücke über den Miami bei Elizabethtown | 1904 | 1 | 141·7 | | |
| Brücke über den roten Fluß in Tonking | 1904 | 1 | 178·6 | Halbparabelträger mit abgestumpften Enden | |
| | 1908 | 10 | 75·0 | Auslegerbrücke | 6,200.000 Fr. Wochenschr. f. d. öff. Band. 1904 |
| Mercantile Bridge bei North Chaleroi (Penn.) | 1908 | 9 | 106·0 | Halbparabelträger mit abgestumpften Enden | |
| Brücke über den Monogahela bei Webster Donora | 1909 | 2 | 122·0 | Halbparabelträger mit abgestumpften Enden | |
| 1909 | 1 | 157·0 | | | |
| 2. Bogenbrücken. | | | | | |
| <i>a) Europa.</i> | | | | | |
| Kornhausstraßen-Brücke über die Aare bei Bern | 1895 bis 1898 | 1 | 114·9 | Nicht parallele Bogengurte ohne Gelenke | Schweiz. Bauzeitung 1897 |
| | | 5 | 34·0 | | |

| | | | | | |
|--|---------------|---|-----------|--|---|
| Rhein-Brücke zwischen Bonn und Beuel | 1897 bis 1898 | 1 | 187·2 | Nicht parallele Bogengurte mit Kämpfergelenken | Besondere Schrift |
| Rhein-Brücke bei Düsseldorf | 1897 bis 1899 | 2 | 93·6 | | |
| | | 4 | 32·5 | Parallelparabelbogen mit Kämpfergelenken | Zeitschr. f. Bauwesen 1898 Zeitschr. d. Vereins d. Ingen. 1899 |
| Rhein-Brücke bei Worms | 1897 bis 1899 | 1 | 181·3 | Sichelfachwerk mit Kämpfergelenken | 3,500.000 Mk. Deutsche Bauzeitg. 1900 |
| | | 2 | 57·6—63·4 | | Besondere Schrift |
| Alexander III.-Brücke über die Seine in Paris | 1899 bis 1900 | 1 | 105·6 | Dreigelenkbogen mit stählernen Wölbstücken | 1,410.000 Mk. Deutsche Bauzeitg. 1903 |
| Königs-Brücke über die Elbe in Magdeburg | 1900 bis 1903 | 2 | 94·4 | | |
| | | 1 | 107·5 | Nicht parallele Bogengurte mit Kämpfergelenken | Deutsche Bauzeitg. 1908 |
| Jungbusch-Brücke über den Neckar in Mannheim | 1906 bis 1908 | 1 | 135·0 | Blechbogen mit Kämpfergelenken | |
| | | 2 | 114·0 | Betonbogen | |
| | | 2 | 60·0 | | |
| b) Amerika. | | | | | |
| Hawk-Brücke in Albany | 1889 bis 1891 | 1 | 109·73 | Auslegebogenträger | Engineering News 1889 |
| | | 2 | 54·86 | | |
| Brücke über den Genesee-fluß bei Rochester (Staat Newyork) | 1890 bis 1891 | 1 | 128·0 | Bogenschwerk mit 3 Gelenken | |
| | 1895 bis 1896 | 1 | 109·7 | Bogenschwerk mit 3 Gelenken | |
| Panther Hollow-Brücke in Pittsburg | 1897 bis 1898 | 1 | 256·0 | Parallelparabelbogen mit Kämpfergelenken | Zeitschr. d. österr. Ingenieur- u. Arch.-Vereines 1899 |

| Name der Brücke | Jahr der Erbauung | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|---|-------------------|-----------|----------------------------|---------------------------------------|--------------------------------------|
| | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| Connecticut-Brücke New-Hampshire | 1905 | 1 | 165.0 | Fachwerksbogen mit 3 Gelenken | |
| Oakland-Brücke in Pittsburg | 1906 | 1 | 134.2 | Kreisbogengurte ohne Gelenke | |
| Über den Mississippi bei Fort Snelling | 1909 | 2 | 111.0 | Fachwerksbogen mit 3 Gelenken | |
| 3. Hängebrücken. | | | | | |
| a) Europa. | | | | | |
| Elbe-Brücke bei Loschwitz | 1893 | 1 | 146.68 | Fachwerkshängeträger mit Mittelgelenk | Stahl und Eisen 1894 |
| Brücke de la Vout über den großen Rhônearm, Ardèche | 1891 | 1 | 180.0 | Drahtkabel-Brücke System Arnodin | |
| Aramon-Brücke über die Rhône | 1901 | 1 | 274.3 | Desgleichen | |
| Rhône-Brücke bei Vernaison | 1902 | 2 | 45.0 | Desgleichen | |
| Rhône-Brücke bei Jons-Niévroz | 1905 | 1 | 232.8 | Kabelbrücke | Genie civil 1903 |
| Elisabeth-Brücke über die Donau in Budapest | 1903 | 1 | 200 | Desgleichen | Desgleichen |
| Brücke le Bonhomme über den Blavet | 1904 | 2 | 290.4 | Kettenbrücke mit Versteifungsbalken | 12,000,000 K |
| Isère-Brücke bei Trelins (Frankreich) | 1907 | 2 | 44.0 | Drahtkabelbrücke System Arnodin | Wochenschr. f. d. öff. Band. 1904 |
| | | 2 | 160.0 | Desgleichen | |
| | | 1 | 35.5 | Desgleichen | |
| | | 1 | 150.0 | Desgleichen | |

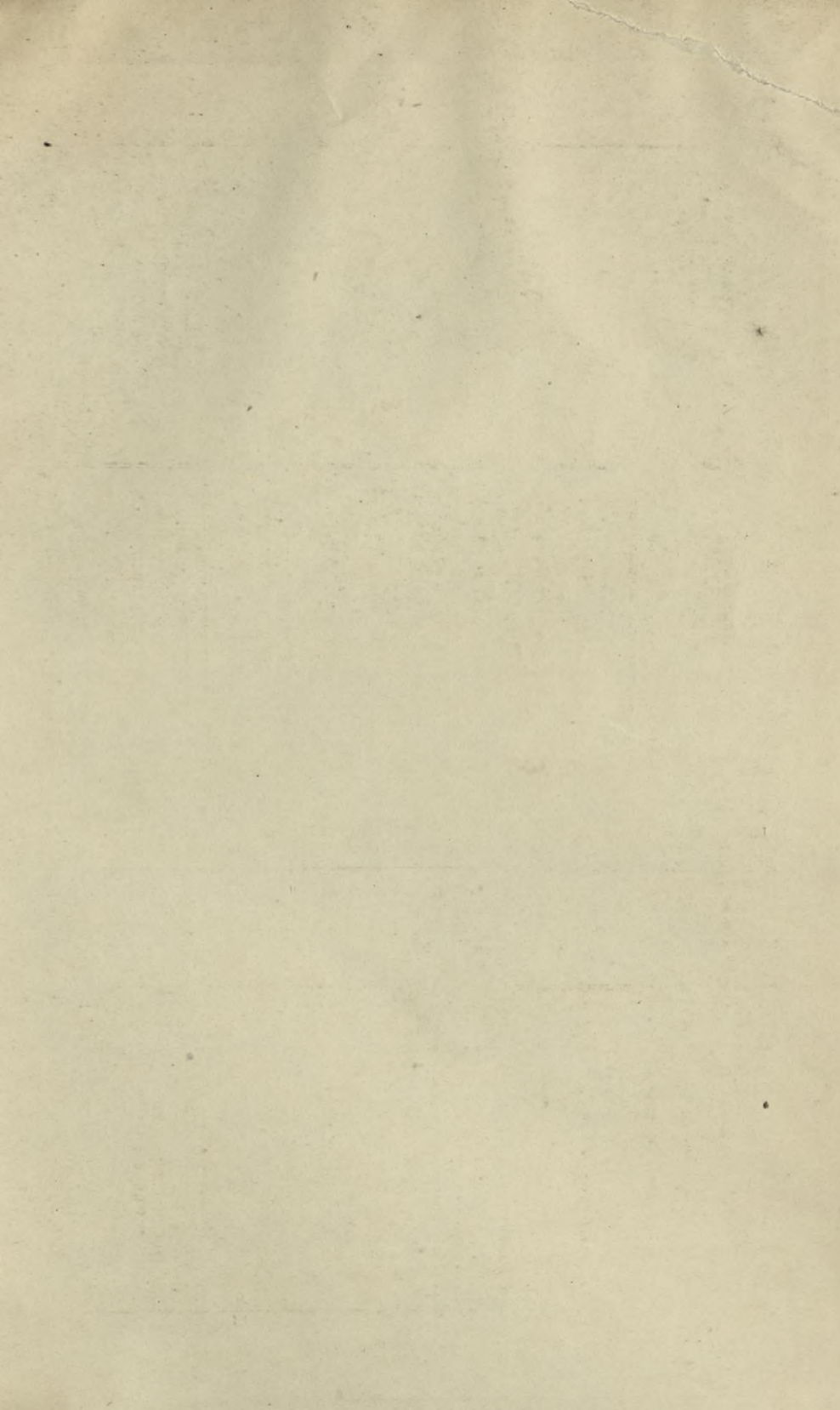
| | | | | | |
|--|---------------|---|-----------------------------------|--|-----------------------|
| Kaiser-Brücke über die Oder in Breslau | 1908 bis 1910 | 1 | Kette 126.6 Träger 114.0 | Flachbandkette mit Versteifungsträger | 3,700,000 Mk. |
| Hänge-Brücke über die Donau bei Passau | 1911 | 1 | 126.08 | Desgleichen | 300,000 Mk. |
| Rhein-Straßenbrücke in Köln | im Bau | 1 | 184.46 92.23 | Bolzengelenk-Kette mit vollwandigem Versteifungsbalken | Eisenbau 1912 |
| b) Amerika und Kolonien. | | | | | |
| Grand Avenue-Straßenbrücke in St. Louis | 1888 bis 1890 | | | Doppelketten-Bauart Wendelstadts. | |
| Brücke über den Estfluß auf der Insel Réunion | 1893 | 1 | 145.0 | Kabelbrücke System Arnodin | Engineering News 1897 |
| East Liverpool-Brücke über den Ohio bei Pittsburg | 1895 | 1 | 214.9 128.0 109.5 | Drahtkabelbrücke System Laub | |
| Rummel-Brücke in Constantine, Algier (Sidi M'cid-Brücke) | | 1 | 164.3 | Kabelbrücke System Arnodin | 335,000 Fr. |

C. Brückenfähren seit 1890.

| Name und Lage | Jahr der Erbauung | Verkehrart | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie |
|--------------------------------------|-------------------|------------|-----------|----------------------------|---|--------------------------------------|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | |
| a) Europa. | | | | | | |
| Nervionfluß bei Bilbao, (Spanien) | 1892 | 1 | 1 | 160.0 | Kabelbrücke mit Versteifungsbalken Erbauer Arnodin | 920,000 Mk. |
| Seinemündung bei Rouen, (Frankreich) | 1899 | 1 | 1 | 143.0 | | 680,000 Mk. |

| Name und Lage | Jahr der Krönung | Verkehrsart | Öffnungen | | Trägersystem | Kosten, Literaturnachweis, Bahnlinie | |
|---|------------------|-------------------|-----------|----------------------------|--|--------------------------------------|-------------|
| | | | Zahl | Spannweite abgerundet in m | | | |
| Charentefluß bei Rochefort | 1900 | | 1 | 139.76 | Kabelbrücke mit Auslegerarmen des Versteifungsträgers, Erbauer Arnodin Kabelbrücke mit Auslegerarmen und eingehängten Mittelträgern Erbauer Arnodin Kabelbrücke mit Auslegerarmen des Versteifungsträgers, Erbauer Arnodin Kabelbrücke mit Versteifungsträger mit Mittengelenken Erbauer Webster und Wood Kabelbrücke mit Versteifungsträger | 600.000 Mk. | |
| Loiremündung bei Nantes | 1903 | | 1 | 141.0 | | 2,670.000 Mk. | |
| Hafeneinfahrt in Marseille Usibfluß bei Newport-Montshire, England | 1904 | | 1 | 165.0 | | Erbauer Arnodin | 520.000 Mk. |
| | 1904 | Rollwagen 32 m | 1 | 196.25 | | | |
| Merseyfluß zwischen Run-corn und Widness (England) | 1905 | Rollwagen 32 m | 1 | 304.0 | | | |
| Hafeneinfahrt der kaiserlichen Werft in Kiel | 1911 | | 1 | 118.0 | | | |
| | | | | | | | |
| b) Amerika und Kolonien. | | | | | | | |
| Hafeneinfahrt bei Bizerta (Nordafrika) | 1894 | | 1 | 109.0 | Kabelbrücke mit Versteifungsbalken Erbauer Arnodin | 480.000 Mk. | |
| Oberer See bei Duluth Nordamerika | 1904 | | 1 | 120.0 | Balkenbrücke | 2,000.000 Mk. | |





00

200

BRADON

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE

BIBLIOTEKA GŁÓWNA

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



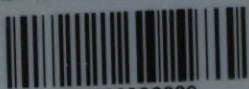
II-349649

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



II-349459

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000306089

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



100000297569

B