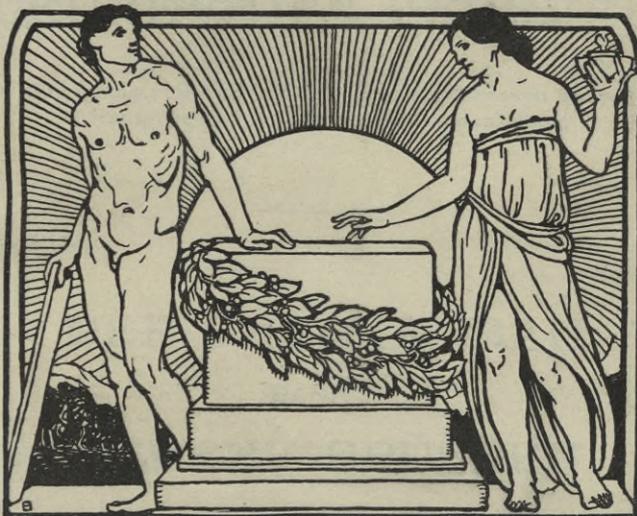


Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299470



EISERNE BRÜCKEN

VON

KARL BERNHARD

REGIERUNGS-BAUMEISTER

ZIVILINGENIEUR UND PRIVATDOZENT
AN DER TECHNISCHEN HOCHSCHULE
ZU BERLIN.

DEUTSCHES BAUHANDBUCH BAUKUNDE DES INGENIEURS.

Unter Mitwirkung von Fachmännern der verschiedenen Einzelgebiete
herausgegeben von der Deutschen Bauzeitung.

DER BRÜCKENBAU BAND I. EISERNE BRÜCKEN

Bearbeitet von

Karl Bernhard

Regierungsbaumeister

Zivilingenieur und Privatdozent an der Technischen Hochschule zu Berlin.

Mit etwa 700 Abbildungen im Text und 13 Tafeln.

Berlin SW. 11.

Verlag Deutsche Bauzeitung G. m. b. H.

1911.

III 66





II 7532

Akc. Nr. 4485/51

Vorwort.

In vorliegendem Werke ist die Aufgabe zu lösen gesucht, in einem Bande einen vollständigen Ueberblick über den Bau eiserner Brücken vom theoretischen und bautechnischen Standpunkte aus zu schaffen, wobei an den gegebenen Stellen auch die ästhetischen Gesichtspunkte hervorgehoben werden mußten, die der Ingenieur schon beim ersten Entwurf, namentlich aber bei der Wahl und Formgebung des eisernen Tragwerkes und später auch bei der Durchbildung der Einzelheiten erkennen und beachten muß, soll ein Bauwerk entstehen, das Anspruch auf Schönheit machen darf.

Nach der theoretischen Seite hin ist jedoch der Gegenstand nur soweit verfolgt, als es innerhalb des gegebenen Rahmens eines Handbuches für empfehlenswert erschien. Der Hauptsache nach erstreckt sich die Bearbeitung in dieser Richtung nur auf den Hinweis der vorzüglichen Quellen, über welche die deutsche Literatur, wie keine andere in der Welt, verfügt. Selbstverständlich ist ohne ein gründliches Vorstudium der Statik im allgemeinen ein Verständnis für Brücken in Eisen nicht denkbar; der Brückenbauer muß dieses Gebiet völlig beherrschen. Es erschien daher auch nicht praktisch, bei den verschiedenen Brückenbauarten einen Ueberblick über die dazu nötigen statischen Hilfsmittel zu entwickeln. Der Zusammenhang des Gegenstandes selbst würde dadurch gestört werden, da der statische Stoff nicht so eingeengt werden kann, wie der konstruktive, zu dessen Ergänzung ja in hervorragendem Maße die zeichnerische Darstellung hinzutritt, in die mehr oder weniger einzudringen der Leser von dem jeweiligen Zweck der Benutzung des Handbuches abhängig machen kann. Mit dem Studium der statischen Theorie kann aber in ähnlicher Weise nicht vorgegangen werden. Bei dem Zweck des Buches handelt es sich nun im Wesentlichen darum, dem Brückeningenieur auf bestimmten Gebieten seines Faches schnellen und klaren Aufschluß zu geben, um den neuesten Stand der Technik beurteilen zu können. Somit sind die konstruktiven Anordnungen mehr vom Standpunkt der Erfahrungswissenschaft als von dem der reinen Theorie behandelt. Sie sind einerseits in ihren Einzelheiten und elementaren Grundlagen kritisch besprochen und geschichtlich beleuchtet andererseits durch möglichst viele, von einander abweichende Beispiele neuester Ausführung erläutert. Jeder Praktiker wird zugeben, daß nirgends

mehr das Beispiel erzieherisch wirkt, als im Eisenbau, da die Regeln in abstrakter Form schwer verständlich sind und nicht nachhaltig wirken können. Es sind am Schlusse der einzelnen Abschnitte meist mehrere zusammenhängende Beispiele vorgeführt, um an ihnen recht handgreiflich die Anwendung der allgemeinen Regeln zur Anschauung zu bringen. Dabei hat sich nicht vermeiden lassen, daß bei den Beispielen Dinge zur Sprache gebracht worden sind, die nicht immer zu dem betreffenden Teile gehören. Das hat aber den praktisch nicht zu unterschätzenden Vorzug, daß Jemand, der bereits im allgemeinen mit dem Gegenstande bekannt ist, vieles lediglich durch das Studium der Beispiele sich in das Gedächtnis zurückrufen und sein Urteilsvermögen dadurch fortbilden kann.

Was die Auswahl des Inhaltes aus dem großen Gebiete der eisernen Brücken betrifft, so ist in erster Linie dem Umstande Rechnung getragen, daß es sich hier um ein deutsches Bauhandbuch handelt, insofern es vornehmlich die deutsche Brückenbautechnik zur Darstellung bringen, die ausländische nur insoweit berücksichtigen soll, als letztere erstere beeinflusst hat oder zu beeinflussen verspricht.

Im einzelnen sei kurz bemerkt, daß die Grundlagen des Brückenbaues ganz allgemein zur Darstellung gebracht sind, namentlich bezüglich Lage, Richtung, Gefällverhältnissen, Spannweiten, Höhen- und Breitengestaltung. Hieran erst schließt sich die Erörterung der Hauptbestandteile eiserner Brücken im besonderen.

In den Grundlagen für die statische Berechnung, welche Gegenstand des zweiten Kapitels sind, ist alles, was sich auf Eigengewichte und Belastungen bezieht, unter Hinweis auf den wesentlichen Inhalt der Vorschriften der meisten deutschen Bundesstaaten, namentlich auch bezüglich der Straßenbrücken, nebst einem Nachtrag über die Vorschriften für die deutschen Schutzgebiete vorangestellt all dem, was über den Baustoff und seine Festigkeitsverhältnisse wissenschaftlich wert erscheint. Dazu gehört auch natürlich die Gestaltung des Walzeisens und dessen Zusammensetzung und Verbindung zu Tragwerken. Von Wert erschien eine im Anhang aufgeführte Zusammenstellung der deutschen Walzwerke mit ihren wesentlichen, für den Brückenbau in Betracht kommenden Erzeugnissen. Dieses Kapitel enthält auch einige auf einer amerikanischen Berufsreise gesammelte praktische Regeln des amerikanischen Brückenbaues.

Der Querschnittsgestaltung der Fahrbahnen eiserner Brücken für die verschiedenen Zwecke ist das nächste Kapitel gewidmet und zwar unter Vorführung einer großen Reihe neuerer Beispiele, welche auch namentlich dem Straßenbrückenbau entnommen sind. Hier ist auch auf die Ausdehnung, Entwässerung und Beleuchtung der Straßenbrückenfahrbahn besonders hingewiesen, da über diesen Teil des Brückenbaues zusammenhängend kaum etwas, neuzeitlichen Ansprüchen Genügendes bisher dargestellt worden ist.

Die Hauptträger der eisernen Brücken sind in dem nächsten Kapitel mit einer kurzen geschichtlichen Darstellung nebst Uebersichten über

Bauart und Spannweiten älterer und neuerer Brücken eingeleitet. Die Linienführung der Gurte ist von der ästhetischen, wie von der geometrischen Seite besonders behandelt. Die Einzelheiten der Hauptträger sowohl, als auch deren Gesamtanordnung sind durch eingehende Besprechung einer großen Reihe von Beispielen vorgeführt, welche durch Abbildungen im Texte und in besonderen Tafeln zusammenhängend zur Darstellung gelangt sind. Hier haben die neuesten Ausführungen und Anschauungen des Brückenbaues Platz gefunden und es sind sowohl Beispiele der preußischen Staatsbahn, als auch anderer deutscher Verwaltungen zur Darstellung gebracht. Daß die im Laufe der Jahre vom Verfasser aufgestellten eigenen Entwürfe und ausgeführten Bauwerke, sowie Veröffentlichungen der „Deutschen Bauzeitung“ hier in ausgedehntem Maße Platz gefunden haben, ergibt sich aus naheliegenden Gründen. Die Auswahl ist aber in erster Linie mit Rücksicht auf den praktischen Wert für den Brückenbau getroffen. Mit besonderer Darstellung der Queraussteifung, Ausbildung der Lager und Gelenke der Hauptträger schließt dieses den Kern des Werkes darstellende Kapitel.

In dem darauf folgenden Kapitel über bewegliche Brücken und dem letzten über Bauausführung ist der Niederschlag meiner an der Technischen Hochschule zu Berlin in den letzten Jahren gehaltenen Vorlesungen wiedergegeben unter Ergänzung durch neuere Studien, besonders durch solche, welche ich noch in diesem Jahr auf einer Reise durch Amerika zu machen Gelegenheit hatte. Bei den beweglichen Brücken ist auch Wert auf die Bewegungseinrichtungen und deren Berechnung gelegt.

Die Bauausführung beschäftigt sich mit der eigentlichen Praxis des Brückenbaues im Bureau, in der Werkstatt und auf dem Bauplatz unter Berücksichtigung lediglich neuzeitlicher Gesichtspunkte, Einrichtungen und Aufstellungsvorgänge.

Das vorletzte Kapitel beschäftigt sich mit einer kurzen Darstellung eiserner Stützen und Pfeiler. —

Wie weit der Inhalt des Werkes sämtliche Gebiete des Baues eiserner Brücken im Einzelnen berührt, weist das nachstehende Inhaltsverzeichnis ausführlicher nach. Von einem alphabetischen Register ist Abstand genommen. Das Inhaltsverzeichnis ist mit Schlagwörtern über den behandelten Gegenstand derartig ausgestattet, daß der Leser schnell die gesuchte Darstellung finden kann.

Bei der Herstellung des Werkes ist mir von vielen Seiten dankenswerte Unterstützung zuteil geworden. Behörden, Brückenbaufirmen und Werkzeugfabriken haben mich durch Zeichnungen und Berechnungen in reichem Maße unterstützt, die „Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure“ besonders durch Hergabe von Abbildungen aus meinen letzten Veröffentlichungen, ebenso der Springer'sche Verlag und schließlich die „Deutsche Bauzeitung“ durch Verfügbarmachung aller ihrerseits veröffentlichten Brückenbauten. Persönliche Hilfe wurde mir in mehr oder weniger umfangreicher Weise von einer Reihe von Ingenieuren meines Bauingenieur-Bureaus geleistet.

Ich darf wohl Allen, die mir Beihilfe geleistet haben, meinen wärmsten Dank in allgemeiner Form hier zum Ausdruck bringen mit dem Bemerken, daß es ohne diese Unterstützung bei meiner anstrengenden Berufstätigkeit mir nicht möglich gewesen wäre, die Vollendung des Werkes mit der für die schnellebige Zeit der Technik erforderlichen Geschwindigkeit zu vollbringen. Wenn ich trotzdem die mir vom Verlag gestellte Frist erheblich überschreiten mußte, und wenn, wie ich mir wohl bewußt bin, dem Werke viele Schwächen und Mängel anhaften werden, so mögen die Umstände, unter denen es entstanden ist, hierfür eine Erklärung und Entschuldigung sein. An der besten Absicht, der Allgemeinheit zu dienen, habe ich es jedenfalls nicht fehlen lassen. —

Berlin, den 14. Dezember 1910.

Karl Bernhard.

Inhalts-Verzeichnis.

I. Kapitel. Grundlagen für die allgemeine Anordnung der Brücken.

Seite 1—45

A. Allgemeines über Brückenbau.

Seite 1—35

	Seite
I. Zweck, Einteilung und Hauptbestandteile der Brücken	1—2
II. Lage und Richtung der Brücken, Wahl der Baustelle	2—4
III. Längsgefälle	4—10
Aesthetische Rücksichten (S. 5), zulässige Neigungen entspr. der Fahrbahn-Befestigung (S. 7), Rücksichten auf Entwässerung (S. 9), Fußgängerbrücken (S. 10).	
IV. Grundlagen zur Bestimmung von Weiten und Anzahl der Öffnungen	10—25
a. Durchfahrtsweiten	10—12
b. Durchflußweiten	12—23
Formeln für die Berechnung des Brückenstaues (S. 14—16), desgl. der Hochwassermengen und Erfahrungsmittelwerte für die größten Abflüßmengen (S. 17—18), Größe des Beiwertes μ für verschiedene Pfeilerformen zulässige Geschwindigkeiten entspr. der Sohlenbeschaffenheit, Erfahrungswerte (S. 20), durchgerechnetes Beispiel (S. 21—23).	
c. Einteilung der gesamten Lichtweite in mehrere Öffnungen	23—25
Minimum der Baukosten (S. 24).	
V. Grundlagen für die Höhenbestimmung der Brücken	25—27
Bauhöhe (S. 25), Durchfahrts-Lichthöhe für Eisenbahnen, Straßen und Wasserstraßen (S. 26).	
VI. Grundlagen für die Breitenbestimmung der Brücken	27—35
Eisenbahnbrücken (S. 27), Straßenbrücken (S. 28), Einteilung der Brückenbreite (S. 30), Tabellarische Zusammenstellung der Breitereinteilung einiger Straßenbrücken (S. 32—34).	

B. Bauliche Anordnung eiserner Brücken.

Seite 35—45.

I. Die Hauptbestandteile eiserner Brücken	35—42
a. Eiserner Ueberbau	35—40
1. Zahl der Hauptträger	35—36
2. Verschiedene Arten von Hauptträgern	36—38
α . Balkenbrücken (S. 36), β . Bogenbrücken (S. 37), γ . Hängebrücken (S. 37), δ . Zusammensetzung der Hauptträger (S. 38).	
3. Fahrbahngerippe, Fahrbahnrost	38—39
4. Fahrbahntafel	39
5. Sonstige Verbände der Hauptträger	39—40
6. Die Lager	40a
b. Eiserne Unterbauten	41—42

	Seite
II. Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern	42—44
a. Brücken mit oberliegender Fahrbahn	42
b. Brücken mit zwischenliegender Fahrbahn	42
c. Brücken mit untenliegender Fahrbahn	42—43
d. Etagenbrücken	43—44
III. Verbindung des Ueberbaues mit dem Unterbau	45

II. Kapitel. Grundlagen für die statischen Berechnungen.

Seite 46—98.

I. Einleitung über statische Berechnungen	46—49
Literaturübersicht	49
II. Eigengewichte, Belastungen und sonstige angreifende Kräfte	50—77
a. Allgemeines	50
b. Eigengewichte	50—63
1. Eigengewichte von Eisenbahnbrücken	50—54
Hauptträger. Zahlentafel der Eigengewichte für Hauptträger ein- gleisiger Eisenbahnbrücken der preußischen Staatsbahn für Ver- anschlagungen (S. 51); Fahrbahntafel (S. 52—53 für Vollspur-Bahnen, S. 54 für Schmalspur-Bahnen).	
2. Eigengewichte von Straßenbrücken	54—63
Beispiel für Fahrbahntafelgewichte (S. 55), tabell. Zusammenstellung der Eigengewichte von Straßenbrücken bei neueren Brückenwett- bewerben (Neckar bei Mannheim S. 56—57, Ruhrort—Homberg S. 58—59, Süderelbe—Harburg S. 60; Formeln zur Berechnung der Fahrbahngewichte S. 61—63).	
c. Verkehrslasten	63—74
1. Verkehrslasten für Eisenbahnbrücken	63—66
Hauptbahnen (Preußen, Bayern, Reichslande Verein deutscher Eisen- bahnverwaltg., Oesterreich, Rußland S. 63—65); Nebenbahnen (Bayern, Sachsen, Württemberg, Oesterreich, Preußen, S. 66).	
2. Verkehrslasten für Straßenbrücken	67—74
Bestimmungen der bayer. Staatsbahnen (S. 67), der sächsischen (S. 68), der badischen (S. 68), der Reichslande (S. 69), der württembergischen Staatsbahnen (S. 69); österreich. Bestimmungen (S. 70), desgl. fran- zösische (S. 71); preußische Einzelbestimmungen (S. 71); Beispiele nach Wettbewerben und Ausführungen (S. 72—74); Einfluß der Stoßwirkungen (S. 74).	
d. Sonstige angreifende Kräfte	74—77
1. Winddruck	74—75
2. Fliehkraft	75—76
3. Bremskraft	76
4. Seitenkräfte des Verkehrs	76—77
5. Wärmeeinfluß	77
6. Reibung der Auflager	77
7. Verschiebung der Stützpunkte	77
III. Zulässige Beanspruchungen	78—97
a. Allgemeines	78—83
Formeln von Gerber (S. 78); Wöhler'sches Gesetz (S. 79); Launhardt- Weyrauch'sche Formeln (S. 79); Knickfestigkeit (S. 80); zulässige Knick- beanspruchungen versch. deutsch. Bundesstaaten (S. 81); Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken (S. 82).	
b. Vorschriften für die eisernen Brücken einiger deutscher Staats-Eisenbahn-Verwaltungen	83—94

	Seite
a. Preußische Vorschriften vom 1. Mai 1903	83—85
β. Vorschriften der bayerischen Staatseisenbahnen	85—86
γ. Vorschriften für die württembergische Staatsbahn	87—88
δ. Vorschriften für die sächsische Staatseisenbahn	89—90
ε. Vorschriften für die badischen Staatsbahnen	90—93
ζ. Vorschriften für die reichsländischen Eisenbahnen	93—94
c. Vorschriften für die Beanspruchungen bei Straßenbrücken	94—97
Einzelne Beispiele aus Preußen (S. 94—95), Vorschriften für Bayern (S. 95), Württemberg (S. 95), Baden (S. 96), Reichslande (S. 97).	
IV. Durchbiegungen	97—98

III. Kapitel. Konstruktionselemente.

Seite 99—146.

I. Der Baustoff	99—117
a. Herstellung und Unterscheidung des Eisens, Festigkeitsverhältnisse	99—106
Lieferungsbedingungen für Schweiß-, Flußeisen, Flußstahl und Gußeisen, Nickelstahl (S. 101—106).	
b. Walzprofile	106—116
Eisenprofile für den Brückenbau (S. 106—107); Maße und Gewichte für Bleche (S. 108); Tabellen über Profil-Eisen und sonstige Eisensorten (S. 109); gleichschenklige Winkelisen (S. 109); ungleichschenklige (S. 110); desgl. \perp -Eisen (S. 111); desgl. \lrcorner -Eisen (S. 111); desgl. Zoreisen (S. 112); desgl. $\overline{\perp}$ -Eisen (S. 112); desgl. Differdinger breitflanschtige $\overline{\perp}$ -Eisen (S. 113); desgl. \sqsubset -Eisen (S. 113); desgl. genietete Träger (S. 114); desgl. Handleisteneisen, Wellbleche (S. 115); desgl. Buckelplatten (S. 116); desgl. gußeiserne Röhren (S. 116).	
c. Rostschutz	116—117
II. Grundlagen für die Querschnittsbildung	118—119
a. Vollwandige Träger (Blechträger)	118
b. Gegliederte Träger (Fachwerkträger)	118—119
III. Die Verbindung der Eisenteile zu Trägern	119—146
a. Die Niete und Schrauben	119—122
Tabelle der Tragfähigkeit von Nieten (S. 121).	
b. Die Ausbildung der Fachwerkstäbe	122—127
1. Allgemeines	122
2. Gurtstäbe	122—127
Zusammenstellung der gebräuchlichsten Querschnittsformen (Abb. S. 125), tabellarische Zusammenstellung der üblichen Ausbildungsformen für verschied. Trägerarten und Spannweiten (S. 126).	
3. Füllungsstäbe	128
c. Knotenpunkte und Vernietungen	128—134
Zweckmäßige Anordnung der Niete zur gleichmäßigen Lastübertragung (S. 132).	
d. Stöße in Fachwerkstäben	134—136
e. Die Ausbildung von Blechträgern	136—146
Bestimmung des Trägheitsmomentes (S. 137), theoretische Gurtplattenlänge (S. 139), Berechnung der Gurtniete (S. 140), Stehblechstöße (S. 142), Kopfplattenstöße (S. 143), Anordnung der Niete zu beiden Seiten eines Stehblechstößes (Tabelle S. 144), Amerikanische Regeln für die Vernietung (S. 145).	

IV. Kapitel. Brückenbahnen.

Seite 147—203.

I. Allgemeines	147
II. Eisenbahnbrücken	148—166
a. Fahrbahn ohne durchgehendes Bett.	148—153
1. Auflagerung der Schienen ohne Schwellen	148
2. " " " " auf Querschwellen.	148—153
Schwellenabmessung für bestimmte Entfernung der Längsträger (S. 149), Abstand der Schwellen der preuß. Staatsbahnen (S. 149), Befestigung der Schwellen auf den Schwellenträgern (S. 150), eiserne Querschwellen (S. 151).	
b. Fahrbahn mit durchgehender Bettung	154—166
1. Allgemeines.	154
2. Fahrbahn mit Buckelplatten	155—159
Entwässerung der Buckelplatten (S. 157), Abdichtung der Niete (S. 158).	
3. Fahrbahn mit Tonnenblechen.	159—160
4. " " ebenen Blechen	160—162
5. " " Belageisen	162
6. Fahrbahnen aus Beton und Eisenbeton	162—163
7. Vorrichtungen gegen Entgleisen, Durchbrechen und Ablaufen der Räder und sonstige Anordnungen	163—169
III. Straßenbrücken	166—192
a. Allgemeines.	166
b. Verschiedene Arten der Fahrbahndecken	167—178
Bohlenbelag (S. 167), Holzpflaster (S. 168—171), Steinpflaster (S. 171—177), Schotterbahn (S. 177), Beton (S. 177), Stampfasphalt bezw. Asphalt- platten (S. 177—178).	
c. Ausbildung der Fahrbahntafel	178—179
d. Fahrbahnanschlüsse und Ausdehnungsvorrich- tungen	179—187
e. Entwässerung und Beleuchtung	188—192
1. Entwässerung	188—189
2. Beleuchtung	190—192
Signalbeleuchtung der Schiffsdurchfahrten (S. 190).	
IV. Fußgängerbrücken	192—198
V. Kanalbrücken	198—202
VI. Literaturangaben	202—203

V. Kapitel. Hauptträger fester Brücken.

Seite 204—364.

I. Geschichtliche Entwicklung	204—236
a. Balkenbrücken	204—210
Blehbalkenbrücken (S. 204), Fachwerk- und Gitterträger (S. 205—210), durchlaufende Balken (S. 209).	
b. Bogenbrücken	210—216
Bogen mit Zuggurt (S. 211), Auslegerbogen (S. 212).	
c. Hängebrücken	216—220
d. Uebersicht der neueren Entwicklung eiserner Brücken in Deutschland	221—236
Tabelle älterer eiserner Brücken in Deutschland (S. 223—225), dgl. Neue eiserner Brücken in Deutschland nach 1890 (S. 225—228), Konstruktiv und geschichtlich bemerkenswerte eiserne Brücken (S. 228—236).	

	Seite
II. Linienführung der Gurte eiserner Brücken	236—241
Bestimmung der Form gekrümmter Gurte als Kettenlinien für bestimmte Belastungswerte. Verfahren von Müller-Breslau mit Beispiel (S. 238—241).	
III. Konstruktion der Balkenbrücken einschl. der Gerberbalken	241—279
a. Allgemeines über die Hauptträger der Balkenbrücken	241—243
b. Die vollwandigen Balken	243—246
Einfache Walzträger (S. 243), Blechträger (S. 244—246).	
c. Die Fachwerkbalken	246—279
1. Allgemeines	246—249
2. Ausgeführte Brücken mit einfachen Fachwerkbalken	249—270
a. Eingleisige Eisenbahnbrücke der Linie Rixdorf—Baumschulenweg über den Rixdorfer Stichkanal bei Berlin. Trapezträger aus einfachem Strebenfachwerk von 33 m Stützweite, dazu Tafel I (S. 249—254).	
β. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Pritzerber-See. Trapezträger von 33,77 m Stützweite mit einfachem Postenfachwerk. Dazu Tafel II (S. 254—257).	
γ. Eisenbahnbrücke über die Havel bei Brandenburg. Halbparabelträger von 90 m Spannweite mit K-förmiger Füllung (S. 257—259).	
δ. Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh. Halbparabelträger von 100 m Stützweite mit Strebenfachwerk und Unterteilung der Felder (S. 259—264).	
e. Eisenbahnbrücke über die Angerapp bei Insterburg. Halbparabelträger von 60 m Stützweite mit einfacher Feldteilung (S. 264—265).	
ξ. Wechselbrücke bei Marienwerder. Hauptöffnungen Halbparabelträger von 130 m Spannweite mit Strebenfachwerk, dazu Tafel III (S. 265—270).	
3. Gerberbalken	270—279
a. Eisenbahnbrücke über die Bille bei Hamburg, (Mittelöffnung 22 m), (S. 270).	
β. Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg (Mittelöffnung 203,4 m). Dazu Tafel IV (S. 273—276).	
γ. Brücke über den Firth of Forth (Mittelöffnung 518,2 m) und über den St. Lorenz-Strom bei Quebec (Mittelöffnung 548,64 m) (S. 276—279).	
IV. Konstruktion der Hauptträger von Bogenbrücken	279—306
a. Allgemeines	277—283
b. Der vollwandige Bogenträger	283—287
a. Die Ebertsbrücke in Berlin. Blechbogen mit 2 Gelenken von 30 m Spannweite. Hierzu Tafel V (S. 284—285).	
β. Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Blechbogen mit 2 Gelenken von 114 m Spannweite (S. 285—287).	
c. Der Fachwerkbogen	287—306
1. Allgemeines	287—288
2. Sichelbogen	288—289
Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Stützweite zwischen den Gelenken 114,2 m. Hierzu Tafel VI (S. 288 u. 289).	
3. Portalbogen	289—293
Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg. Stützweite der Hauptstromöffnung 70,50 m. Hierzu Tafel VII (S. 289—293).	
4. Kämpferbogen	293—285
Stubenrauchbrücke über die Spree bei Berlin. Stützweite 60 m (S. 296).	
5. Kämpferbogen mit anschließendem Fachwerkbalken	296—306
Treskow-Brücke in Oberschöneweide bei Berlin (Stützweite der Mittelöffnung 78 m, der Seitenöffnungen je 37,5 m) (S. 296—301) Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Pichelsdorf. (Stützweite der Mittelöffnung, Bogen mit Zugband 63 m). Hierzu Taf. VIII (S. 301—306).	

	Seite
V. Konstruktion der Hängebrücken	306—333
a. Allgemeines	306—307
b. Kabel- und Kettenbrücken	307—329
α. Hängebrücke über die Argen bei Langenargen. Kabelbrücke von 75 m Stützweite (S. 309).	
β. Williamsburg-Brücke in New York. Kabelbrücke von 487,67 m Stützweite (S. 310—314).	
γ. Manhattan-Brücke in New York. Kabelbrücke von 448 m Stützweite (S. 314—318). Befestigung der Hängestangen an den Kabeln. Patent der Masch-Fabr. Augsburg-Nürnberg (S. 319), Ausbildung der Ketten (S. 319 und 320).	
δ. Elisabeth-Brücke in Budapest. Versteifte Kettenbrücke von 290 m Spannweite. Hierzu Tafel IX (S. 320—321).	
e. Kaiser-Brücke in Breslau. Versteifte Kettenbrücke von 126,6 m. Hierzu Tafel X (S. 322—329).	
c. Fachwerk-Hängebrücken	329—332
d. Lagerung und Verankerung	333—334
Literaturübersicht zu Abschnitt I—V	334
VI. Querversteifung der Hauptträger	335—341
a. bei obenliegender Fahrbahn (S. 335), b. bei ganz oder teilweise über der Fahrbahn liegenden Trägern (S. 337), bei freischwebender Fahrbahn (Abb. 339).	
VII. Lager und Gelenke der Hauptträger	341—314
a. Allgemeines	341—342
b. Feste Auflager	342—345
Tagentiallager (S. 342), Kiplager (S. 343).	
c. Die beweglichen Auflager	345—352
Gesamtverschiebung des bewegl. Auflagers für einen Fachwerkbalken (S. 347), Verankerung beweglicher Auflager (S. 349), Berechnung der Auflager (S. 351).	
d. Gelenke	353—361
Gelenkstäbe am Gerberbalken (S. 353—355), Kämpfergelenke von Bogenbrücken (S. 356), Scheitelgelenke an Bogenbrücken (S. 358), Feder-gelenke (S. 359), gelenkige Knotenpunkte (S. 361).	

VI. Kapitel. Bewegliche Brücken.

Seite 362—467.

Einteilung und allgem. Gesichtspunkte (S. 362), allgem. Anordnung (S. 363).

I. Die Hubbrücken	365—379
Arten von Hubbrücken und Fälle der Anwendung (S. 365), Ausgleich durch Gegengewichte (S. 366), Beispiele: Hubbrücken über den Murrayfluß in Australien (S. 367), dgl. über den Chicagofluß in Chicago (S. 368), dgl. über den Kanal de Bourgogne zu Dijon (S. 370), dgl. über den Urbanhafen in Berlin (S. 370), dgl. an der Mündung des Elbe-Trave-Kanales in Lübeck (S. 373), Berechnungen zu letzterer Brücke (S. 376—379).	
II. Die Rollbrücken	379—388
Allgemeine Anordnung (S. 379), Beispiele: Rollbrücken im Kattendyk-Dock in Antwerpen (S. 381), dgl. am Westhafen von Greenock (S. 382, dgl. über den Deefluß in Queensierr (S. 383); Schwebefähre über die Oste bei Osten (S. 385).	
III. Die Drehbrücken	388—435
a. Allgemeine Anordnung	388—389
b. Querschnitts-Anordnung	389—391
c. Hauptträger	391—393
d. Auflagerung	393—394
i. Drehbrücke mit Rollenkranz	394—395
Beispiel: Drehbrücke über den Mississippi bei Alton (S. 395).	

	Seite
2. Drehbrücke mit Lastverteilung auf Drehzapfen und Rollen (Schwedler'sche Bauart)	396—429
Prinzip der Schwedler'schen Ausbildung (S. 396). Gegengewichtsausgleich (S. 397), Beispiele: α . Zweigleisige Drehbrücke über den Papenburger Kanal mit Darstellung der Momente und Durchbiegungen (S. 398—404), dgl. die zugehörigen Betriebseinrichtungen (S. 404—406); β . Die Drehbrücken des Kaiser Wilhelm-Kanals (S. 406—410), γ . Die Reiherstieg-Drehbrücke bei Hamburg (S. 411—420), dazu Ermittlung der Stabkräfte bei geschlossener Brücke (S. 416), Stützungen der Brücke (S. 417), Bewegungsvorrichtungen (S. 418—420) und ihre Berechnung, δ . Kaiser Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven dazu Tafel XI (S. 421—429), Untersuchung der Hauptträger (S. 424), Bewegungs-Einrichtungen (S. 427).	
3. Drehbrücken mit völliger Stützung auf den Drehzapfen bei der Drehung	429—435
ε . Drehbrücke im Lübecker Hafen (S. 429), ζ desgl. über den Oberhafen in Hamburg (S. 431), Fortschritte im Bau der Drehbrücken (S. 435).	
IV. Zug- und Klappbrücken	436—467
a. Allgemeines	436—437
b. Zugbrücken	437—443
1. Mit gleichbleibendem Gegengewicht	437—442
α . Sinusoiden-Zugbrücke von Bédidor (S. 437); β . Bauart Nöggerath; γ . Bauart Derché (S. 438); δ . Bauart Brown (S. 439); ε . Zugbrücke mit Ziehbäumen oder Zugruten (S. 440), Gleichgewichtsbedingungen derselben (S. 441).	
2. Zugbrücken m. veränderlichem Gegengewicht	442—443
α . Bauart Bergère (S. 442), β . dgl. Poncelet (S. 442), γ . dgl. La Coste (S. 443).	
c. Klappbrücken	443—464
1. Allgemeines	443—445
Alte Berliner hölzerne Klappbrücke (S. 443).	
2. Klappbrücken mit fester Drehachse	445—450
α . Königin-Brücke in Berlin (S. 445), β . dgl. Schmiedebrücke in Königsberg i. Pr. (S. 445), γ . Tower-Brücke in London (S. 449—450).	
3. Klappbrücken mit beweglichen Drehachsen	450—463
α . Scherzer Klapp-Brücken (S. 452—455), ein deutsches Beispiel: die Hansabrücke in Stettin (S. 456—459), β . die Rall-Klappbrücken (S. 459—463).	
4. Klappbrücken mit festen und beweglichen Drehachsen	464—466
Literaturübersicht zu Kapitel VI 467	

VII. Kapitel. Eiserne Stützen und Pfeiler.

Seite 468—476.

1. Pendelsäulen aus Gußeisen (S. 468), 2. dgl. aus Walzeisen (S. 468), Stützenquerschnitte, 3. Pendeljoche (S. 470—473), 4. Turmpfeiler (S. 474), 5. Gerüstpfeiler (S. 475).

VIII. Kapitel. Bauausführung

Seite 477—541.

I Vorbereitungen des Baues von Brücken im allgemeinen, insbesondere von eisernen Brücken

- a. Beschaffung des Brückenentwurfes 477—478
 b. Genehmigung durch die Aufsichtsbehörden 478—479

	Seite
c. Vorbereitung des Baues	479—487
1. Gewichtsschätzung (S. 479); 2. Gewichtsrechnung für die Veranschlagung (S. 479); 3. Unbedingt genaue Gewichtsberechnungen für die Abrechnung (S. 480); 4. Verdingung und Bedingungen (S. 481—486), enthält den Auszug aus den „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken und Hochbau“; 5. Die Werkstattzeichnungen und Materialauszüge (S. 486—488), einheitliche Bezeichnung für Niete und Schrauben (S. 487).	
II. Die Einrichtungen und Arbeiten in den Werkstätten	488—507
a. Darstellung einer Werkstatanlage	488—492
b. Die Bearbeitung der Bauteile	492—494
1. Richten (S. 492); 2. Biegen und Kröpfen (S. 493—494).	
c. Das Vorzeichnen	494—497
d. Das Schneiden und Hobeln	497—502
Mechanisches Schneideverfahren (S. 497); Autogenes Schneideverfahren (S. 499).	
e. Das Bohren und Stanzen	502—503
f. Das Zulegen	503
g. Das Nieten	504—507
III. Einrichtungen und Arbeiten auf dem Bauplatz	508
a. Allgemeines	508—511
Absteckung (S. 508); Arbeitsplan (S. 509); Einrichtung des Bauplatzes (S. 510); verschiedene Verfahren der Aufstellung der Eisenkonstruktion (S. 511).	
b. Aufstellung von festen Gerüsten	511—517
Beispiele: α . Neckarbrücke bei Heidelberg (S. 511); β . Stubenrauchbrücke bei Berlin (S. 512); γ . Die Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Pichelsdorf (S. 513).	
c. Aufstellung durch freies Vorkragen	517—524
α . Straßenbrücke über den Rhein bei Ruhrort-Homberg (S. 518); β . Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten (S. 522, dazu Tafel XII); γ . Brücke über den Dnjepr bei Alexandrowsk (S. 523).	
d. Aufstellung des Tragwerkes abseits der Baustelle mit nachfolgendem Einbau im Ganzen	524—527
Brücke über den Kyrönsalmi-Sund in Finnland (S. 525, zweiseitige Tafel dazu vorausgeschickt S. 520 und 521).	
e. Die Auswechselung alter eiserner Ueberbauten unter Aufrechterhaltung des Betriebes	528—533
α . Auswechselung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg (S. 528, dazu Tafel XIII); β . Die Auswechselung der Stadtbahnbrücke über den Humboldhafen in Berlin (S. 531).	
IV. Nachträgliche Verstärkungen eiserner Brücken	533—540
a. Vergrößerung der Querschnitte	533—538
Beispiele für Blechträger: α . Zweigleisige Unterführung der Berlin-Lehrter Bahn (S. 535); β . Verstärkung der Stadtbahnunterführungen in Berlin (S. 535). Beispiele für gegliederte Träger: γ . ohne Entlastung vom Eigengewicht. Schwedler-Träger einer Ueberführung der Ringbahn über die Lehrter Bahn in Berlin (S. 537); δ . mit Entlastung vom Eigengewicht. Verstärkung der Memelbrücke bei Tilsit (S. 538).	
b. Aenderung der Trägerart	538—539
Reußbrücke der Gotthardbahn, Verstärkung eines Parallelträgers mit oberem Bogen (S. 539).	
c. Vermehrung der Hauptträger	540
Bogenbrücke der Berliner Stadtbahn am Kupfergraben.	
Literatur zu Kapitel VIII	541

Anhang.

- I. Auszug aus den Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf Schutzgebietsbahnen** 542—544
- II. Zusammenstellung von deutschen Eisenwalzwerken, die Walzeisen für die Zwecke des Brückenbaues liefern** 544—545

Verzeichnis der Tafeln am Schluß des Werkes.**A. Balkenbrücken.**

Nr. der Tafel	Text- Seiten
I. Eingleisige Eisenbahnbrücke (Fachwerk-Balkenbrücke) der Linie Rixdorf—Baumschulenweg (Görlitzer Bahn) über den Rixdorfer Stichkanal bei Berlin (Zwei Oeffnungen von 33 bzw. 21,5 m Stützweite.)	249—256
II. Eingleisige Eisenbahnbrücke (Fachwerk-Balkenbrücke) über den Pritzerber-See (Eine Oeffnung von 33,77 m Stützweite.)	254—257
III. Weichselbrücke bei Marienwerder (Halbparabelträger), Eisenbahn und Straße nebeneinander (Ueberbau von 130 m Stützweite für Hauptöffnung, Feldunterteilung der Hauptträger.)	265—270
IV. Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg (Auslegerbrücke) (Fünf Oeffnungen, größte Spannweite 203,4 m.)	273—275

B. Bogenbrücken.

V. Eberts-Brücke. Straßenbrücke über die Spree in Berlin (vollwandiger Bogen) (Bogen mit Kämpfergelenken von 30 m Stützweite, eine Oeffnung, anschließend zwei Oeffnungen von je 10,5 m.)	284—285
VI. Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Fachwerksbogen (1 Preis im Wettbewerb 1901, Sichelbogen von 114 m Stützweite in der Mittelöffnung, 2 Seitenöffnungen von je 59,10 m Stützweite.)	285—289
VII. Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg (Portalbogen) (Für Vollspur- und Kleinbahn, vier Oeffnungen, deren größte Spannweite 68,08 m.)	289—293
VIII. Straßenbrücke über die Havel bei Pichelsdorf im Zuge der Döberitzer Heerstraße (Kämpferbogen mit anschließenden Fachwerkbalken) (Stromöffnung 63 m Stützweite.)	301—306

C. Hängebrücken.

IX. Elisabeth-Brücke (Straßenbrücke) über die Donau in Budapest (versteifte Kettenbrücke) (Stromöffnung 290 m Stützweite v. M. z. M. Kettenturm.)	320—321
X. Kaiser-Brücke. Straßenbrücke über die Oder in Breslau (versteifte Kettenbrücke) (Spannweite v. M. z. M. Kettenturm 126,6 m; Kette aus wagrechten, biegsamen Flacheisen bestehend.)	322—329

Nr. der
Tafel

Text-
Seiten

D. Bewegliche Brücken.

- XI. Kaiser Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven (Doppeldrehbrücke für Straßenverkehr 421—429
(Stützweite der Durchlaßöffnung 79,5 m.)

E. Bauausführung.

- XII. Bauplatz und Montage der Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten 522—523
(Eisenbahnbrücke von 180 m Stützweite des mittleren Fachwerkbogens, 107 m Höhe über Talsohle.)
- XIII. Auswechslung des Ueberbaues der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg 528—531
(Ohne Betriebsunterbrechung durch Einfahren von der Seite.)

Druckfehlerverzeichnis.

- S. 21. In der 4. Zeile von unten ist hinter 15,3^m einzuschalten „und 5 Pfeiler“.
- S. 39. In der Ueberschrift zu 5 muß es statt Haupt„lager“ heißen Haupt„träger“.

I. Kapitel.

Grundlagen für die allgemeine Anordnung der Brücken.

A. Allgemeines über Brückenbau.¹⁾

I. Zweck, Einteilung und Hauptbestandteile der Brücken.

Brücken sind Bauwerke zur Ueberleitung eines Verkehrsweges über diesen unterbrechende Hindernisse solcher Art, daß eine Fortführung des Verkehrsweges in seiner gewöhnlichen Form aus praktischen, wirtschaftlichen oder schönheitlichen Rücksichten sich verbietet. Solche Hindernisse treten auf in Gestalt von Gewässern, Tälern, Schluchten und Sümpfen oder als andere Verkehrswege und wertvolles Gelände. Flußbrücken, Talbrücken, Viadukte über Niederungen und für städtische Hochbahnen, Unterführungen und Ueberführungen von Straßen, Eisenbahnen und Kanälen, Förderbrücken für Massengüter, Flüssigkeiten und Gas in besonderen Leitungen kennzeichnen die verschiedensten Zweck-Bestimmungen und Ausführungs-Formen von Brückenbauten.

Jede Brücke besteht aus dem Unterbau — das sind die Pfeiler mit ihren Grundbauten — und dem Ueberbau — d. h. dem die Oeffnungen zwischen den Pfeilern überspannenden Tragwerk mit Brückenbahn. Das Tragwerk besteht in erster Linie aus Gewölben oder Hauptträgern. Zur Brückenbahn rechnet man Gleise, Pflasterung nebst deren Unterstützung, um die Verkehrslasten auf das Tragwerk zu übermitteln, also z. B. Schwellenträger bezw. Fahrbahn-Längsträger, Querträger. Die zur Queraussteifung erforderlichen Brückenglieder (Windverband, Rahmen) gehören mehr oder weniger zum Tragwerk, ebenso die Lager.

Dem Baustoffe nach können alle Teile aus Holz, Stein (Beton) und Eisen sein. Zu unterscheiden ist, ob Unterbau und Ueberbau aus gleichen Baustoffen oder aus verschiedenen Baustoffen bestehen. In letzterem Fall ist der Unterbau meist gemauert oder aus Beton hergestellt, während der Ueberbau, besonders das Tragwerk aus Holz, Stein (Beton) oder Eisen besteht.²⁾ Nach dem Ueberbau werden hölzerne, steinerne (Beton-) und eiserne Brücken unterschieden.³⁾

¹⁾ Unter Benützung des vom Geh. Baurat W. Housselle in erster Auflage bearbeiteten Kapitels über „Brückenbau“.

²⁾ Selten umgekehrt, wie z. B. bei dem Post-, Gepäck- und Personentunnel auf dem Hauptbahnhof zu Frankfurt a. M., der aus 18 Gleisbrücken besteht mit gewölbttem Ueberbau auf geschmiedeten Zwischenstützen; erbaut 1886, s. Zeitschr. f. Bauwesen 1889.

³⁾ Die Bezeichnung „massive“ Brücken für gewölbte Brücken ist schlecht gewählt, weil Hohlräume und Aussparungen bei allen Baustoffen berechnete Anordnungen sind. Brücken, deren größere Oeffnungen etwa eiserne Ueberbauten haben, deren kleinere jedoch gewölbt sind, dürfen nicht als „eiserne Brücken“ bezeichnet werden, wie überhaupt die stoffliche Unterscheidung nur Lehrwert hat und keinen für den praktischen Gebrauch.

In vorliegendem Buche werden nur die eisernen Ueberbauten behandelt und die Unterbauten nur soweit, wie Sonderheiten in ihrer Gestaltung durch den eisernen Ueberbau bedingt werden.

Je nachdem die Brückenbahn für Eisenbahn, Straße, Fußweg, Kanal oder andere Beförderungsarten ausgebildet werden soll, sind die technischen Grundlagen verschieden. Es empfiehlt sich allgemein, in erster Linie den Zweck der Brücken etwa durch folgende Benennungen zum Ausdruck zu bringen: Eisenbahn-Brücken, Straßen-Brücken, Fußgänger-Brücken oder Stege, Kanal-Brücken, Erd-, Erz- oder Kohlenförder-Brücken usw.

Sehr kleine Brücken nennt man Durchlässe. Die Grenze zwischen beiden Bezeichnungen steht nicht fest. Das Buchungs-Formular für preußische Eisenbahn-Neubauten (Erlaß d. Min. d. öff. Arb. v. 27. März 1882, IIa (b) 2875, Eisenb.-Verordn.-Bl. 1882, S. 60) weist die 10^m weiten Brücken zu den Durchlässen, indem Tit. V „Durchlässe und Brücken“ zerfällt in Pos. 1: Durchlässe und Brücken bis einschließlich 10^m Lichtweite der größten Öffnung und Pos. 2: Brücken von mehr als 10^m Lichtweite der größten Öffnung, sowie sämtliche Viadukte.

Ihrem Zwecke am vollkommensten dienen die Brücken mit festem Ueberbau als feste Brücken. Sie gestatten jederzeit und ohne weiteres den Verkehr. Dieser und der etwaige Verkehr unter der Brücke sind völlig unabhängig von einander.

Wegen mangelnder Höhe für den unter der Brücke durchzuleitenden Verkehr, in früherer Zeit auch zu Verteidigungs-Zwecken, ergibt sich die Notwendigkeit, den Ueberbau beweglich einzurichten. Solche Brücken nennt man bewegliche Brücken. Hierzu gehören auch Brücken mit schwimmenden Zwischenstützen, die je nach dem Wasserstande veränderliche Höhenlagen haben und aus Verkehrsgründen sowohl als auch bei Hochwasser und Eisgefahr zur Seite oder gar ganz abgefahren werden können — Pontonbrücken, Prahmbrücken, schwimmende Brücken —. Landebrücken zur Verbindung des Ufers mit einem landenden Schiffe zeigen mit den eben genannten die größte Uebereinstimmung, sofern mit Rücksicht auf wechselnde Wasserstände das eine Ende der Landungsbrücke auf einem Schwimmkörper oder sonst erheblich verstellbaren Stützen ruht. Auch Fährbrücken (Schwebefähren) — Fähren selbst sind keine Brücken — können als eine Abart von beweglichen Brücken für mäßigen Verkehr angesehen werden; ebenso die zerlegbaren Brücken für Kriegszwecke.

II. Lage und Richtung der Brücke, Wahl der Baustelle.

Innerhalb bebauter Stadtteile ist die Wahl der Baustelle zumeist durch den zu überführenden Straßenzug unabänderlich gegeben. Die Eigentums-Verhältnisse an den Ufern können hierbei mitsprechen und auch die Höhenlage beeinflussen. Wo der Verkehr die Brückenanlage unabweisbar fordert oder die Lage einer Brücke durch den bereits in der Ausführung begriffenen Bebauungsplan festgelegt ist, sind Erwägungen über die beste Lage der Brücke aus technischen Gründen meist nicht zulässig. Als beachtenswert diene nur der Hinweis, daß, sofern man sich vorläufig mit einer hölzernen Brücke begnügen kann, diese im Zusammenhang mit dem Bebauungsplan zweckmäßig derart anzulegen ist, daß die endgültige Brücke später gebaut werden kann, ohne daß der Straßenverkehr Einschränkungen erleidet (Abbildung 1, Lageplan der 1909 erbauten Hansa-Brücke in Berlin). Bei freier Wahl wird eine Brücke möglichst günstig für die Verkehrsart gelegt, der sie dient, d. h. die Zufahrten usw. müssen den an anderer Stelle gegebenen Regeln über die zulässigen Krümmungen und Steigungen entsprechen.

Brücken über Flüsse sind in eine auch bei Hochwasser möglichst regelmäßigen Flußstrecke zu legen. Stellen, wo Eisstopfungen eintreten

können, sind möglichst zu vermeiden. Wenn tunlich, wird man die Mittellinie der Brücke geradlinig anordnen und so, daß sie den zu überbrückenden Fluß oder Verkehrsweg rechtwinklig¹⁾ schneidet. Endlich können für die Wahl der Baustelle die Baugrund-Verhältnisse maßgebend sein. Die neue Heerstraße von Berlin nach Döberitz sollte in geradliniger Verlängerung der Straße Unter den Linden in Berlin, der Bismarckstraße und des Kaiserdamms in Charlottenburg, durch den Grunewald über die seeartigen Buchten der Havel mittels Brücken geführt werden. Die hierfür von dem Verfasser entworfenen Bauten erwiesen sich infolge des bis 25 m unter Wasser liegenden tragfähigen Baugrundes so kostspielig (16 Millionen M. Brückenbaukosten), daß günstigere Uebergangsstellen, an welchen nur für 4 Millionen M. Brückenbaukosten entstanden, gewählt werden mußten, sodaß die Heerstraße einen Knick erhielt. (Vergl. Abb. 2).

Wenn eine Brücke in einer gekrümmten Stromstrecke zu erbauen ist, wie in Abb. 3 angedeutet, darf das Widerlager am konkaven Ufer nicht in den Strom vortreten. Oft muß das Ufer im Anschluß an dies Widerlager noch befestigt werden, um ein Hinterspülen auszuschließen. Am konvexen Ufer darf das Widerlager, wenn eine Einengung des Durchflußprofils überhaupt zulässig ist, in den Fluß vortreten. Es wird dann durch hochwasserfreie Dämme an das Ufer anzuschließen sein, sodaß das Wasser glatt und ohne Querströmungen und Wirbel in die Öffnung geleitet wird.

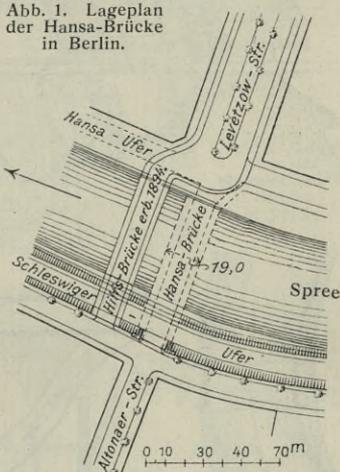
Bisweilen kann der Brückenbau mit einer Flußkorrektur (Abb. 4) verbunden werden, wodurch der Vorteil erreicht wird, daß der Bau im Trocken (wenigstens ohne Belästigung durch fließendes Wasser) ausgeführt werden kann.

Gelingt es nicht, die Ueberschreitung in eine Flußstrecke zu legen, in welcher das Hochwasser ein regelmäßig gefaßtes Bett, d. h. hochwasserfreie Ufer hat, so muß man von der Strombrücke getrennte Flutbrücken anordnen, deren Sohle bei Niedrigwasser oft trocken liegt.

Besondere Vorsicht ist nötig, wenn eine Brücke, wie in Abb. 5 angedeutet, nahe oberhalb des Zusammenflusses zweier Flüsse erbaut werden muß, da durch das plötzliche Steigen des einen (während der andere niedrig steht) oft unerwartete und sehr heftige Strömungen auftreten.²⁾

Die Widerlager und Pfeiler der Brücken sollen parallel zur Stromrichtung stehen, da eine Ablenkung der Strömung Wirbel und Auskolkungen verursachen und so die Brücke gefährden kann.³⁾ Eine als geschichtliche Merkwürdigkeit aufzuführende Abweichung von dieser Regel ist der sogenannte Ponte corvo über die Melza bei Aquino. Diese Brücke nimmt $\frac{1}{6}$ des Umfanges eines Kreises von 176 m Halbmesser ein und die Pfeiler stehen radial.⁴⁾ In geringerem Maße können ähnliche Anord-

Abb. 1. Lageplan der Hansa-Brücke in Berlin.



¹⁾ Schiefe gewölbte Brücken mit einem Schnittwinkel kleiner als 30° kommen selten vor. Das nähere darüber siehe im Band steinerne Brücken. Aber auch bei eisernen Brücken ist das Maß der Schiefigkeit begrenzt. Falls der Kreuzungswinkel kleiner als 45° ist, ergeben sich zu beachtende Einwirkungen auf den Unterbau (s. Zentralbl. d. Bauverw. 1896, S. 277 u. 286).

²⁾ Die Brücke de la Quarantaine über die Saône bei Lyon stürzte 1854 infolge solcher Verhältnisse ein. (Morandière.)

³⁾ Bei dem Ruhr-Viadukt der Rheinischen Bahn bei Herdecke wurde eine nachträgliche Regulierung des Flusses oberhalb und unterhalb nötig, weil bei einem außerordentlichen Hochwasser ein Pfeiler, den der Strom etwas schief traf, beinahe unterspült wurde.

⁴⁾ Heinzerling, Allg. B.-Z. 1871, S. 17.

nungen auch heute noch zur Anwendung kommen, wenn sich nicht vermeiden läßt, die Brücke ganz oder teilweise in eine Krümmung des oberen Verkehrsweges zu legen.¹⁾ Es ist in solchen Fällen reichlich zu überlegen, ob die Ablenkung der Strömung gefährlich werden kann.

Bei gewölbten Viadukten, die in Krümmungen liegen, erhalten die Pfeiler meist trapezförmigen, die Gewölbe rechteckigen Grundriß²⁾. Die letzteren werden dann regelmäßig zylindrisch, während sie, wenn man die

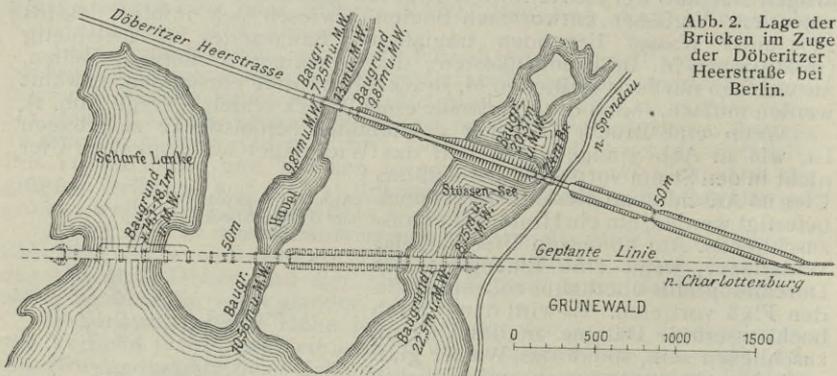


Abb. 2. Lage der Brücken im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Berlin.

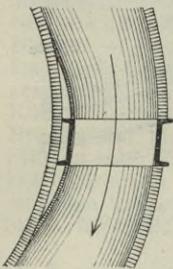


Abb. 3.

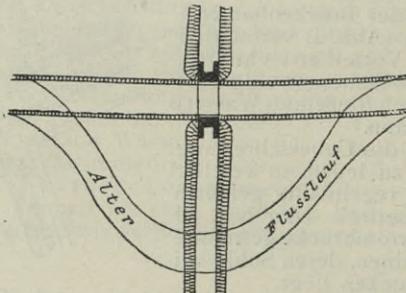


Abb. 4.

Pfeiler - Grundrisse rechteckig anlegt, sich konisch und in Folge dessen teurer ergeben.³⁾

Als Beispiel, wie bei einer breiten Straßen-Brücke die Strompfeiler gekrümmt werden können, um bei einer starken Flußkrümmung gleiche Durchfluß-Breiten

zu erhalten, sei auf den Lageplan der Weidendammer Brücke in Berlin (Abb. 6) verwiesen, durch welche die Spree im Zuge der Friedrichstraße übersetzt wird.

III. Längs-Gefälle.

Als äußerste Grenze für das Längsgefälle der Brückenbahn ist zu-
zulassen: für Eisenbahnen Straßen Fußwege

im Flachlande	1 : 200	1 : 40	} 1 : 12
„ Hügellande	1 : 100	1 : 30	
„ Gebirge	1 : 40	1 : 20	

¹⁾ Eisenbahnbrücke über die Mosel bei Bullay.

²⁾ So z. B. bei der Berliner Stadtbahn.

³⁾ Ein Viadukt in Philadelphia, dessen Grundrißachse 51,66 m Halbmesser hat, ist auf Pfeilern mit rechteckigem Grundriß aufgeführt. Er hat drei Öffnungen. Die Gewölbe sind Kegelflächen, deren Spitzen in der Verlängerung der wagrechten Gewölbeseitel-Linien liegen. Die inneren Gewölbeseit-Linien sind Halbkreise, die äußeren Segmentbögen (Nouv. ann. 1880, Sp. 31).

Beim Bau von Straßenbrücken zwischen bereits bebauten niedrigen Stadtteilen oder sonst in der Höhe beschränkten Oertlichkeiten muß das Gefälle so steil, wie nach vorstehenden Angaben möglich, angelegt werden, damit die Einschüttungen von Häusern oder die Beanspruchung wertvollen Geländes durch die Rampenböschungen oder der Bau kostspieliger und langer Stützmauern so viel wie möglich vermieden wird. Aus den nämlichen Gründen ist es auch geboten, das Gefälle ohne Unterbrechung bis dicht an den Scheitelpunkt der Brücke zu führen, der mit seltenen Ausnahmen mit der Brückenmitte zusammen zu legen ist, wenigstens mit der Mitte der Hauptöffnung. Entsprechend einer höchstens 2—3 m langen wagrechten Tangente ist eine kleine Ausrundung im Scheitel erforder-

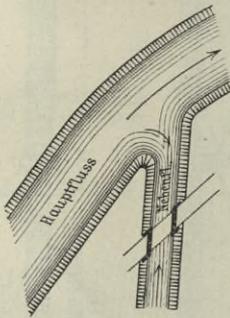


Abb. 5.

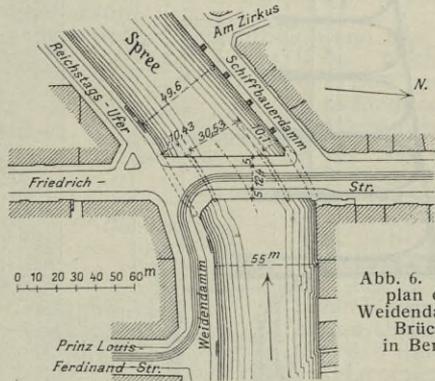


Abb. 6. Lageplan der Weidendammer Brücke in Berlin.

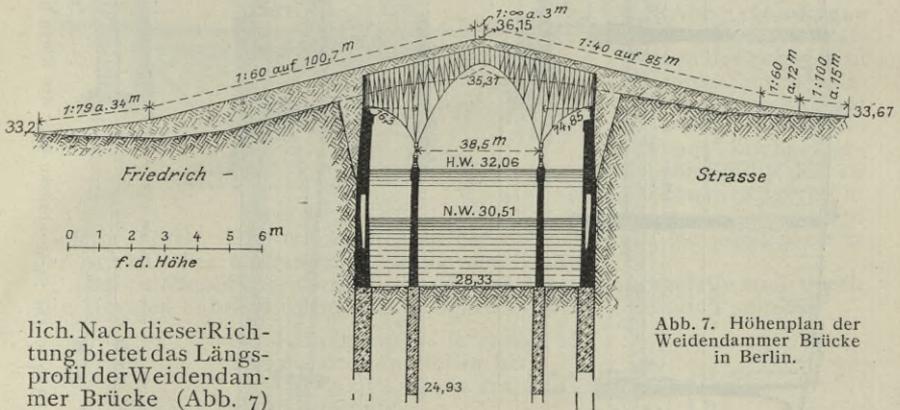


Abb. 7. Höhenplan der Weidendammer Brücke in Berlin.

lich. Nach dieser Richtung bietet das Längsprofil der Weidendammer Brücke (Abb. 7) ein lehrreiches Beispiel. Es ist darin die

Höhenlage der alten Brücke mit Klappbrücke in der Mitte gegenüber der neuen festen Brücke mit dem Verlauf der Rampenaufhöhungen klar ersichtlich. Wenn irgend möglich ist es, des Gesamteindrucks der Brückenansicht wegen, empfehlenswert, eine schlankere Ausrundung unter Opferung eines geringen Teiles der Höhe anzuordnen. Bei langen Brücken die ganze Fahrbahn in eine einzige Krümmung zu bringen, wie z. B. bei der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms, bei welcher das Längsprofil (vergl. Abb. 8) der Fahrbahn der Strombrücke fast auf die volle Länge eine Parabel von rd. 280 m Länge mit rd. 2,30 m Pfeil bildet, ist nicht schön,

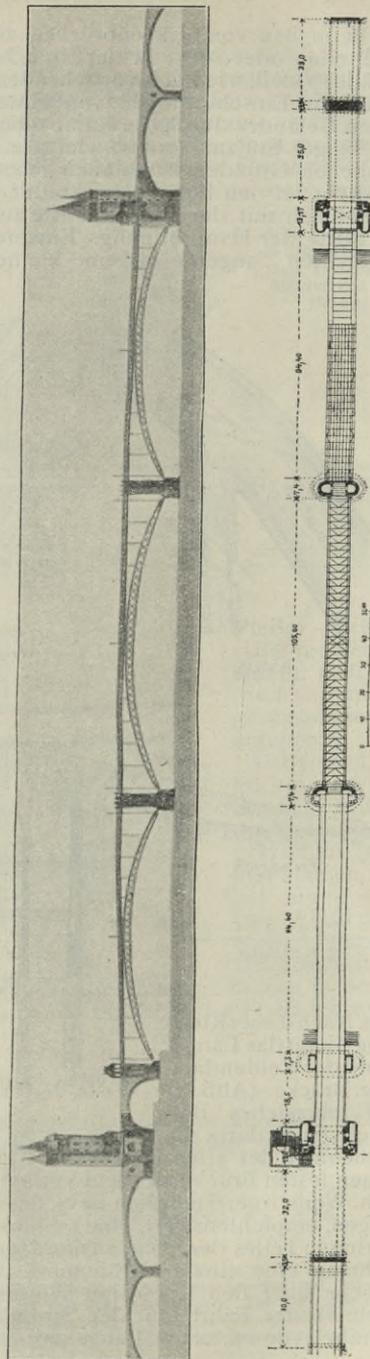
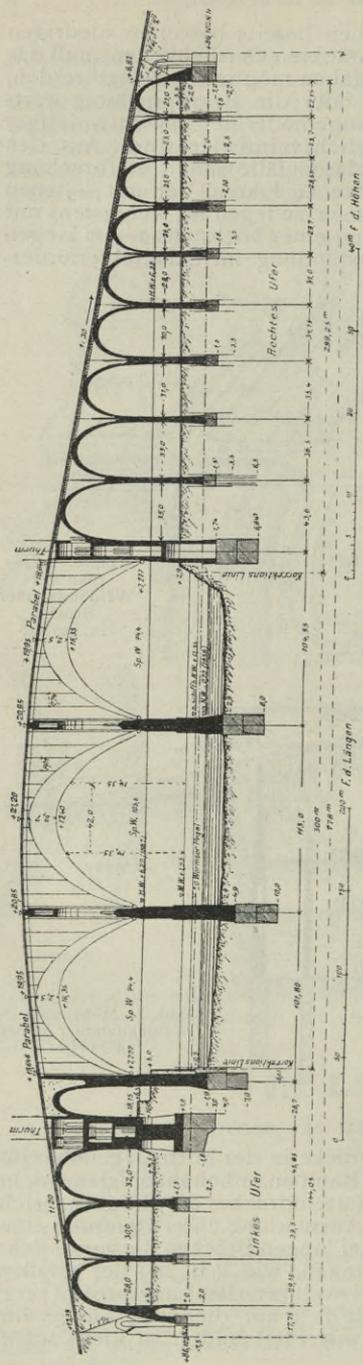
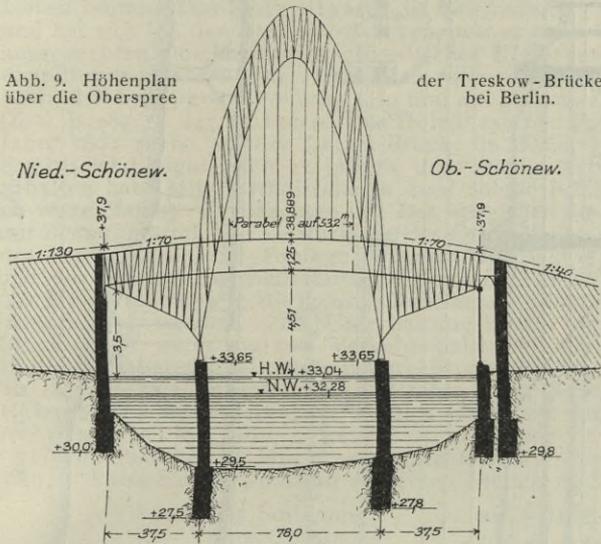


Abb. 8. Die Straßenbrücke über den Rhein bei Worms. (Deutsche Bauzeitung 1900, S. 571.)

da die Krümmung zu „flau“ wirkt. Es wird sich empfehlen, nur das mittlere Drittel, höchstens die mittlere Hälfte, nach einer Parabel abzurunden, wie bei der Treskow-Brücke bei Berlin, entworfen vom Verfasser (Abb. 9) und der Bonner Rheinbrücke, Abb. 10, damit der Aufstieg zum Brückenscheitel scharf in die Erscheinung tritt. An den Rampenfüßen sind konkave Ausrundungen zum Uebergang des Rampengefälles in die Höhenlage der Uferstraßen notwendig.

Ein schlank ausgerundetes, nach beiden Seiten gleichmäßiges Gefälle der Brücke wirkt am schönsten und ist am zweckmäßigsten wegen der gleichartigen Ausbildung des Ueberbaues nach beiden Ufern zu. Bei langen Brücken ist jedoch auf diese gleichmäßige Ausbildung kein zu großer Wert zu legen, da man das geometrische Bild kaum von irgend einem Standpunkte aus übersehen kann.

Es ist jedoch durchaus nicht unschön, namentlich wenn die natürliche Gestaltung



der Ufer und die verschiedene Art der Bebauung dazu führt, das ganze Brückengefälle nur einseitig zu gestalten. In hügeligen und gebirgigen Ortschaften ergibt sich das in natürlicher Weise. Man kann nicht behaupten, daß die großartigen neuen Straßenbrücken in Bern (Abb. 11), Lausanne und anderen Plätzen der Schweiz in ihrem Eindruck dadurch geschmälert werden, daß sie von hochgelegenen Stadtteilen zu den niedrigeren in einem einseitigen

Gefälle führen. Hier wie immer zwingt die natürliche Notwendigkeit in landschaftlicher Umrahmung zur besten Lösung.

Bei Straßenbrücken wird das zulässig stärkste Längsgefälle noch durch die Art der Fahrbahn-Abdeckung begrenzt; es soll nämlich sein für:

- Asphaltpflaster nicht steiler als 1 : 70,
- Holzpflaster in Berlin bis . . . 1 : 40,
- „ „ Paris bis . . . 1 : 20,
- Beschotterung 1 : 20,
- Holzbohlenbelag 1 : 25.

Gutes Stampf-Asphaltpflaster ist für Längsgefälle, die nicht steiler als 1 : 70 sind, die beste und zweckmäßigste Fahrbahn Abdeckung. Neben dem geringsten Maß an Erschütterungen des Bauwerkes durch den Verkehr hat gutes Asphaltpflaster den Vorzug, daß es billig, schnell, ohne Störung und in kleinster Ausdehnung leicht ausgebaut werden kann. Es erfordert außerdem nur geringe Konstruktionshöhe. Die Anordnung einer Asphaltbahn ist jedoch dort ausgeschlossen, wo in den Straßen noch kein Asphalt liegt, weil die Stollen des Pferdebeschlages der glatten Oberfläche nicht angepaßt und Pferde und Kutscher an diese nicht ge-

Abb. 10. Höhenplan, Ansicht und Grundriß der Straßen-
Brücke über den Rhein bei Bonn.

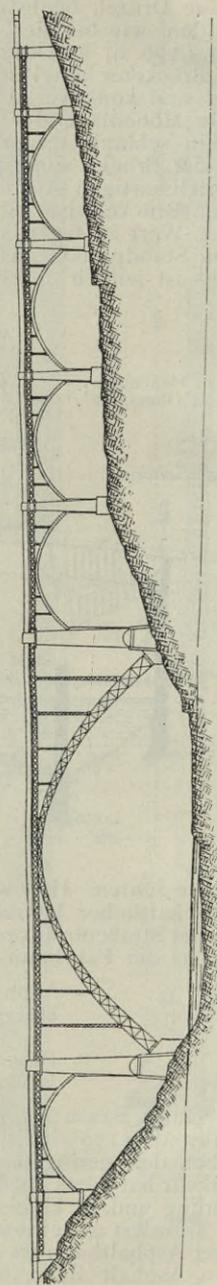
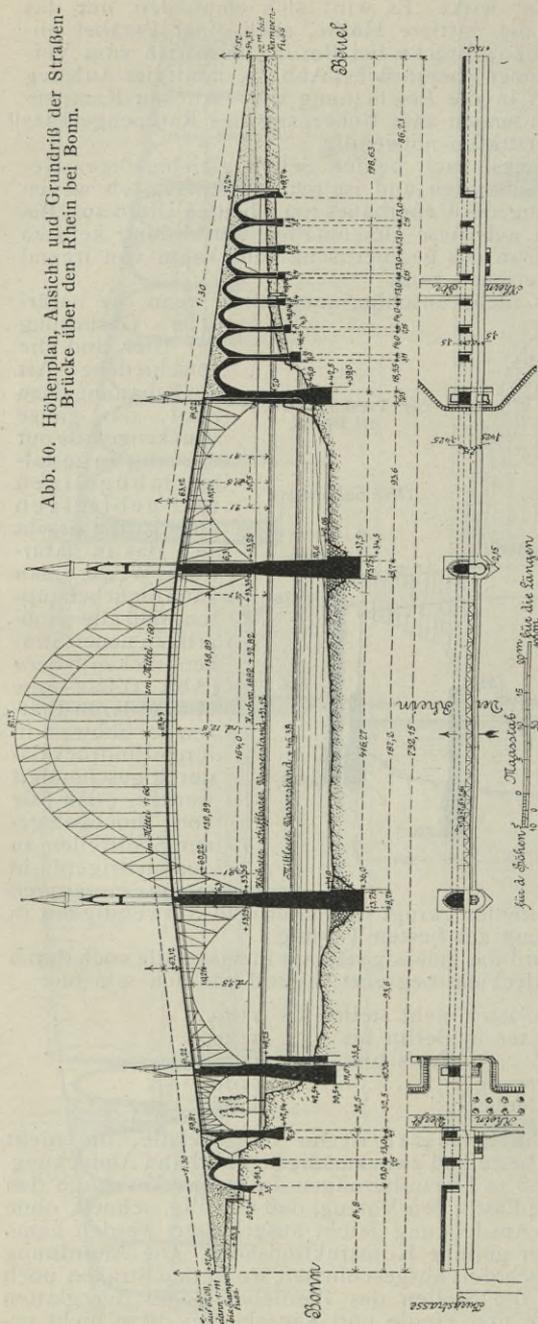


Abb. 11. Kornhaus-Brücke in Bern.

wöhnt sind. Im allgemeinen ist es in Deutschland üblich, den Unternehmern eine längere Garantie- und Unterhaltungsfrist des Asphaltpflasters vertraglich aufzuerlegen, so daß die Wirtschaftlichkeit einer Asphaltbahn leicht festgestellt werden kann. Bei großen Brücken hat sich Asphalt nur bei vorzüglicher Ausführung bewährt.

Das Gefälle von 1:40, äußersten Falles noch 1:38 bei kurzen Strecken setzt Granit-Würfel- (bezw. Prismen-) Pflaster, Kleinpflaster, ja auch Holzpflaster voraus. Bei ersteren würden die Unterhaltungskosten für die ersten Jahre verschwinden, obwohl die Anzeichen nicht trügen, daß das Granitpflaster in derartigen Steigungen auch selbst mehr angegriffen wird und dann die Erschütterungen des Verkehres auf die Brücke noch in erheblicherem Maße einwirken, als die sogenannte glatte und geräuschlose Fahrbahn. Das Längsgefälle von 1:35 würde bei großem Verkehr und namentlich in Großstädten bei Schneefällen beträchtliche Unzuträglichkeiten bieten. Das Holzpflaster ist bei steileren Fahrbahnen das beste und hat sich bei den Berliner Brücken, wo es nach Pariser Art in guter, ausgesuchter, gleichmäßiger, schwedischer Kiefer ausgeführt worden ist, überall gut bewährt. Die Holzklötze sollen möglichst nicht unter 13^{cm} hoch, 8^{cm} breit, 20—25^{cm} lang sein und auf glattem Zementestrich ruhen. (Z. d. B. 1891, S. 443. H. Freese, Das Holzpflaster in Paris. Hiernach ist im Jahre 1892 zuerst auf der Luther-Brücke in Berlin Holzpflaster verlegt, das bis jetzt sogar nach 17 Jahren, dem mäßig starken Verkehr standgehalten hat. Mit Hartholzpflaster sind solche Erfahrungen noch nicht zu verzeichnen). Zu beachten ist: Das Vergießen der 6^{mm} starken Fugen mit Zementmörtel, die Verstärkung des Quergefälles auf 0,5 bis 1,5^m von der Bordschwelle, die Tonfuge zwischen Bordschwelle und Holzpflaster und der häufiger zu wiederholende Bewurf mit Porphyrgruß, der, in das Holz eingefahren, die ganze Oberfläche verhärtet (erforderlich 4^{cbm} jährlich auf 1000^{qm}). Die Unterhaltungskosten des Holzpflasters für Brücken bei nicht starkem Verkehr belaufen sich auf 0,30 M. ^{qm}. Die Haltbarkeit beträgt bei starkem Verkehr 9—12 Jahre, bei schwachem 15 bis 18 Jahre, bei mittlerem 12—14 Jahre. Der Neuwert kann bei 13^{cm} Höhe mit 13 M. ^{qm} gerechnet werden. Daß man mit dem Holzpflaster recht steil werden kann, beweisen nachstehende Pariser Straßengefälle.

Nach Petsche, Le bois et ses applications au pavage, Paris 1896, geht man in Paris bis 1:25 und an einzelnen Stellen noch weiter:

Rue de la Sorbonne	140 ^m lang,	1:22,2,
„ Victor Cousin	78 „ „	1:21,25,
„ Saint Jaques	55 „ „	1:21,25,
„ Euler	127 „ „	1:20,80,
„ de la Gorge	104 „ „	1:19,9,
Boulevard Hausmann . . .	15 „ „	1:14,7.

Unzuträglichkeiten sollen nicht zu Tage getreten sein. Die Rheinbrücke bei Bonn mit ihren Rampen hat ein Holzpflaster mit der Steigung 1:30 erhalten.

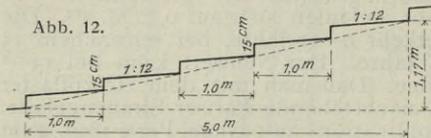
Es ist aus Schönheitsgründen und der besseren Entwässerung und Reinhaltung wegen zu empfehlen, bei längeren Straßenbrücken der ganzen Brückenbahn ein Längsgefälle 1:200 bis 1:400 zu geben, falls zum Anschluß an die Straßen ein Gefälle an sich nicht erforderlich ist.

Bleiben die Bürgersteige und Geländer wagrecht liegen, so ergeben sich für die Bordsteine verschiedene hohe Auftritte, da der Rinnstein jedenfalls Gefälle erhalten muß. Da die Mindesthöhe der Bordsteine nicht weniger als 8^{cm}, die größte Höhe nicht mehr als 15^{cm} betragen sollte, so würde außerdem schon in Entfernungen von 28^m bei einem Rinnstengefälle von 1:400 für die Abführung des Tagewassers durch besondere Einrichtungen Sorge zu tragen sein, während bei einem Gefälle der ganzen Brückenbahn von 1:400 eine Entwässerung in Abständen von 100^m genügt. Eine wechselnde Bordsteinhöhe ist aber besser

zu vermeiden. Sie wird unvermeidlich, wenn man aus ästhetischen Rücksichten dem Brückengesims und -Geländer eine so starke Anschwellung gibt, daß der Fahrdamm mit Rücksicht auf die Einhaltung des Höchstgefälles dieser nicht folgen kann, während der Bürgersteig, um eine gleich hohe Innenansicht des Geländers zu erzielen, dieser Schwellung folgen muß. Ein Beispiel ist die Kurfürsten-Brücke in Berlin (Deutsche Bauzeitung 1894, S. 633).

Bei einheitlichem Längsgefälle der Fahrbahn größerer Straßenbrücken empfiehlt es sich, die Geländer bzw. Gesimse oder Randträger nicht in eine gerade Linie zu legen, sondern diese durch Ueberhöhung in eine schlanke Krümmung zu bringen, damit infolge kleinerer Durchbiegungen der Anblick des Geländers in der perspektivischen Verkürzung keine bleibenden schroffen Abweichungen ergibt. Nichts ist praktisch schwieriger herzustellen und leichter durch das Auge nachzuprüfen als eine lange gerade Linie. Dies wird zu einer Quelle von Schwierigkeiten, wenn wie bei großen eisernen Brücken die elastischen Bewegungen der beabsichtigten Linien in nicht genau vorauszusehender Weise beeinträchtigen. Jedenfalls ist es ratsam, wenigstens die Geländer so zu befestigen, daß sie in der Höhenlage leicht um wenige Zentimeter nachgerichtet werden können.

Bei Fußgänger-Brücken bildet der Bohlenbelag die leichteste Abdeckung, welche in einer Steigung von 1 : 12 beim Kaisersteg bei Oberschöneweide,¹⁾ 1 : 17 beim Schlütersteg²⁾ in Berlin angelegt ist. Asphaltbahnen auf Buckelplatten oder Belageisen gestatten höchstens 1 : 20. Es ist stets die Rücksicht auf Glatteis und Schnee bei Bestimmung dieser Gefälle der Oertlichkeit entsprechend zu nehmen. Daß für den Notbehelf wohl 1 : 6 als äußerste Steilheit für kurze Strecken noch zulässig ist, möge bei geringem Verkehr namentlich im Winter (also im Gebirge und auf Touristenwegen) beachtet werden. Bei den Rampen ist Mosaikpflaster wegen seiner Rauheit und angenehmen Begehung sehr zu empfehlen, das ohne Gefahr in ein Gefälle von 1 : 10 und sogar 1 : 8 gelegt werden darf. Man vermeide hohe



Treppen von mehr als 4 bis 5 Stufen. Rücksicht auf die bequeme Ueberführung von Fahrrädern, Handkarren und Kinderwagen (letzteres bei Parkbrücken) ist nicht zu vernachlässigen. Eine Fußgänger-Brücke soll dem Fußgänger dienen und allen Lasten, welche er mit sich führen, tragen, schieben oder ziehen kann. Deshalb empfiehlt sich, wenn Stufen oder Treppen unvermeidlich sind, diese wie beim Kaisersteg in Oberschöneweide nach Angabe des Verfassers zu gestalten (vgl. Abb. 12). Dann können zweiachsige Handwagen durch Heben der einen Achse, während die andere vorwärts geführt wird, sicher hochgebracht werden.

IV. Grundlagen zur Bestimmung von Weiten und Anzahl der Oeffnungen.

a. Durchfahrtweiten.

1. Bei Ueberbrückung von Gleisen, namentlich von Gleisgruppen in der Nähe von Bahnhöfen richtet sich die lichte Weite einer Oeffnung nach der Zahl der ohne Zwischenstützen zu überbrückenden Gleise. Bei bestehenden Bahnhöfen wird zukünftigen Aenderungen Rechnung zu tragen sein. Deshalb sind bei der Ueberbrückung der Gleise des Pots-

¹⁾ Zeitschrift. f. Bauwesen 1900, S. 65 u. ff., und Zentralbl. d. Bauverw. 1900, S. 259.

²⁾ Die Straßenbrücken der Stadt Berlin.

damer Bahnhofes in Berlin durch die elektrische Hochbahn die Pendelstützen (Abb. 13) derart gestellt, daß ihre nachträgliche Verrückung um einige Meter ohne Veränderung des eisernen Ueberbaues der Hochbahnbrücke zulässig ist.

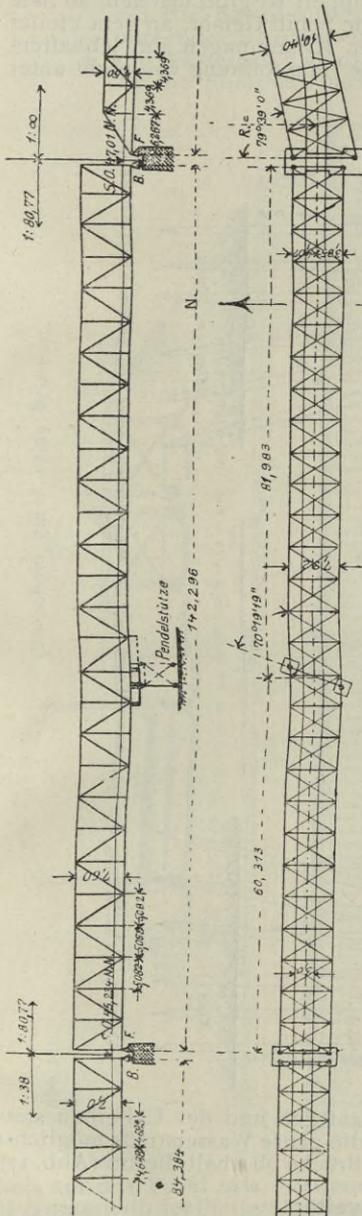


Abb. 13. Ueberbrückung der Ringbahn und des Potsdamer Außenbahnhofes durch die elektrische Hochbahn in Berlin.

2. Bei Straßen-Unterführungen richtet sich die lichte Weite nach dem Abstand der im Bauplan vorgesehenen Abstände der Baufluchtlinien bzw. nach der Straßeneinteilung. Hierbei ist jedoch zu berücksichtigen, daß Zwischenstützen und Säulen mindestens 50 cm im lichten von der Bordsteinkante entfernt liegen sollen (vergl. Abb. 14).

3. Bei Ueberbrückung von Schiffahrts-Kanälen ist die Durchfahrtsbreite für mindestens 2 Schiffsbreiten + 0,5 bis 1 m Nebst Raum für Böschungen, Einfahr-

ten, Fußwege zu bemessen. Mittelpfeiler in Kanälen und kleineren Flüssen sind, trotzdem sie scheinbar der Regelung des Verkehrs dienen, nicht erwünscht, da sie leicht zu Eisverstopfungen und Störungen des Schiffahrtsbetriebes Anlaß geben. Beim Elbe-Trave-Kanal ist die Wasserspiegelbreite auf 27,30 m und beim Teltowkanal auf 20 m festgesetzt (vergl. Abb. 15).

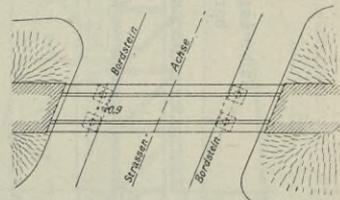


Abb. 14.

In Abb. 16 ist eine zur Erweiterung der Spree-Oder-Wasserstraße vom Verfassers entworfene Brücke dargestellt mit den hier geforderten lichten Profilen, nachdem die zum Abbruch kommende unzulängliche alte Brücke mit Zwischenpfeilern erst 15 Jahre bestanden hat.

4. Bei Ueberbrückung von Flüssen und Strömen richtet man sich wohl im allgemeinen nach vorhandenen bewährten Einteilungen, ja es ist mit Rücksicht auf die Schifffahrt in nächster Nähe vorhandener

man sich wohl im allgemeinen nach vorhandenen bewährten Einteilungen, ja es ist mit Rücksicht auf die Schifffahrt in nächster Nähe vorhandener

Brücken eine Abänderung der Oeffnungsweiten nicht zweckmäßig. Wollte man in solchen Fällen auf dem benachbarten Neubau beispielsweise die Spannweite der Schiffahrts-Oeffnungen doppelt so groß machen, so liefe das die Mitte der neuen Brücke passierende Schiff Gefahr, an dem Pfeiler der alten Brücke aufzufahren. Bei starken Krümmungen und lebhaftem Schiffahrtsverkehr ist mindestens eine große Hauptöffnung von nicht unter

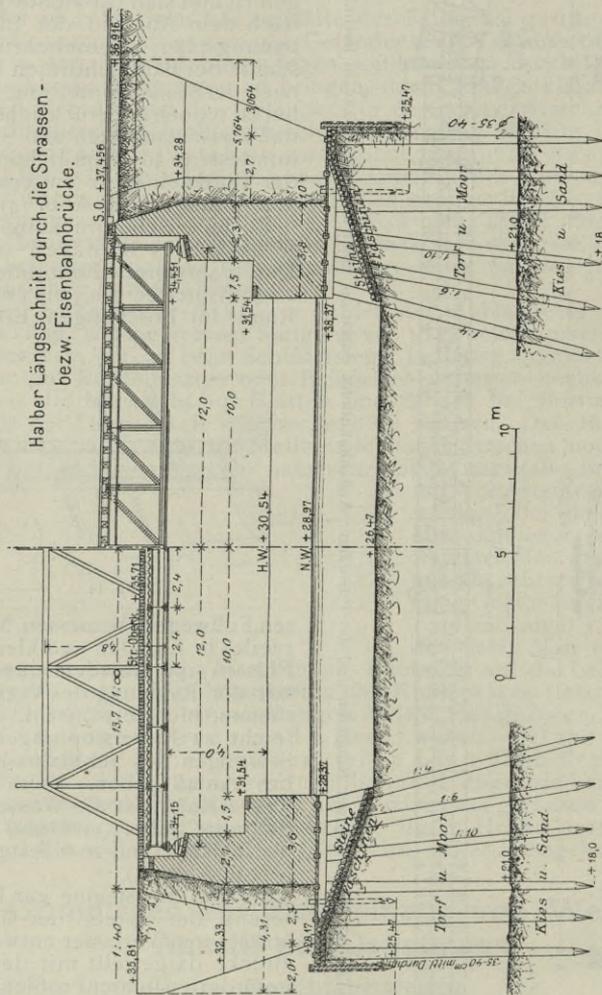


Abb. 15a. Ueberführung des Böckmann-Weges und der Wannseebahn über den Teltow-Kanal bei Berlin.

50 m für den durchgehenden Verkehr anzulegen und der Ueberbau stets so zu gestalten, daß der freie Blick über die ganze Wasserstraße möglichst gewahrt bleibt, wie z. B. bei der Treskow-Brücke oberhalb Berlin (Abb. 17).

b. Durchflußweiten.

Die Möglichkeit, im Flußbett Pfeiler einzubauen, richtet sich nach der abzuführenden Hochwassermenge und der Wassergeschwindigkeit an

der Brückenbaustelle. Die Durchflußweite muß nämlich so groß sein, daß:

1. oberhalb der Brücke kein die Ufer des Flusses überflutender oder auf die Bewirtschaftung des überfluteten Geländes nachteilig wirkender Stau erzeugt wird,¹⁾
2. die Wassergeschwindigkeit innerhalb der Brückenöffnungen keine für die Flußsohle nachteilige Größe erreicht.

Eine strenge Berechnungsweise des Staus bei Brückenpfeilern ist bisher nicht vorhanden, denn nicht nur sind, wie bei allen Aufgaben

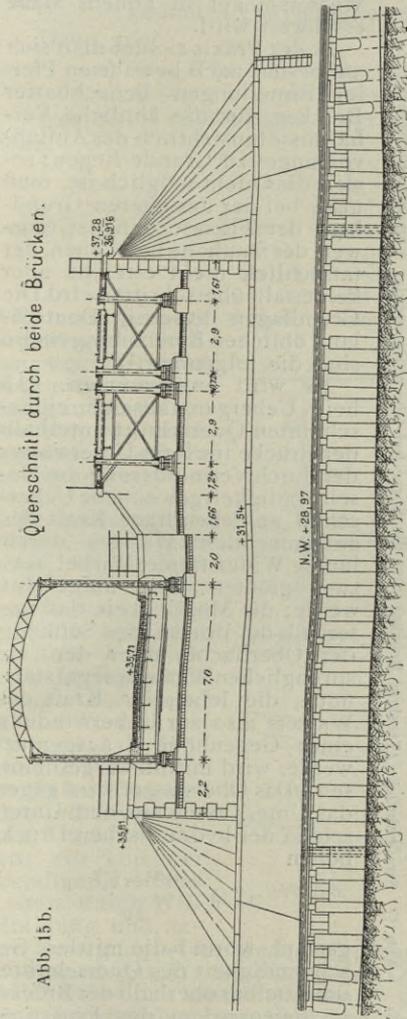


Abb. 15 b.

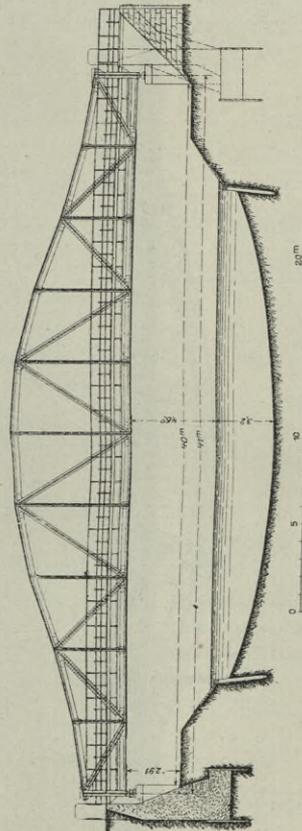


Abb. 16. Landstraßen-Brücke über die Spree-Oder-Wasserstraße.

keit auf das Profil usw. notwendig, sondern vor allem sind die namentlich unterhalb der Pfeilerköpfe stets zu beobachtenden Wirbelerscheinungen, die jedenfalls einen bedeutenden Teil der lebendigen Kraft des Wassers

aus dem Gebiete des Flußbaues, mehr oder minder willkürliche Annahmen hinsichtlich der Reibung, der Verteilung der Geschwindigkeit

¹⁾ Bei Brücken im Flutgebiet kann der gefährliche Stau statt stromauf auch stromab eintreten (vergl. D. Bauztg. 1881, S. 3).

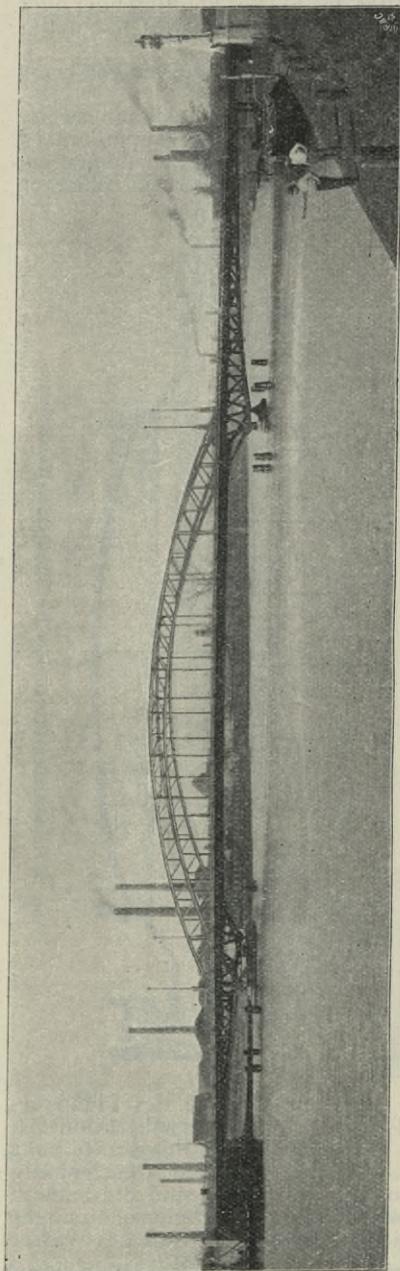


Abb. 17. Straßenbrücke (Treskow-Brücke) über die Spree bei Oberschöneweide. Von der Oberstromseite.

aufzählen, der theoretischen Behandlung bisher unzugänglich. Dazu kommt noch, daß die zur Bestimmung von Erfahrungswerten notwendige Messung der Stauhöhen und Geschwindigkeiten durch die oft sehr bewegten Wasserspiegel in hohem Maße erschwert wird.

In der Praxis richtet man sich am besten nach bewährten Pfeiler-Einteilungen benachbarter Brücken, für die ähnliche Verhältnisse hinsichtlich des Abfluvorganges zu Grunde liegen; soweit dies nicht möglich ist, muß man, bei der unsicheren Grundlage der Theorie, einen Grenzwert der Stauhöhe berechnen, der tatsächlich nicht erreicht, aber keinesfalls überschritten wird. Die Grundlagen dieser in Deutschland üblichen Berechnungsweise sind die folgenden:¹⁾

Es wird angenommen, daß beim Uebergang aus dem eingeschnürten Querschnitt unterhalb der Brücke ins freie Unterwasser der durch Verminderung der Geschwindigkeit gewonnene Uberschuß an lebendiger Kraft des ankommenden Wassers durch innere Widerstände, Wirbel usw. zum größten Teil aufgezehrt werde; die Möglichkeit, daß unterhalb der Brücke eine Senkung der Oberfläche unter den ursprünglichen Wasserspiegel stattfindet, die lebendige Kraft des Wassers also zur Ueberwindung einer Gegenhöhe q ausgenutzt werde, wird mithin ausgeschlossen. Das Oberwasser wird gegen das Unterwasser um den Unterschied der hydraulischen Druckhöhen

$$1) \quad h = \frac{v^2 - v_1^2}{2g}$$

gestaut, worin v die mittlere Geschwindigkeit des Querschnittes unmittelbar oberhalb der Brücke, v_1 diejenige an der Einschnürungsstelle zwischen den Pfeilern und $g = 9,81 \text{ m/Sek.}$ die Beschleunigung des freien Falles bedeutet.

¹⁾ Vergl. u. a. Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst S. 110 u. 125.

Es bedeute ferner:

- Q die Wassermenge des Flusses in cbm/Sekunde ,
- a die Tiefe des rechteckig angenommenen Flußquerschnittes vor Einbau der Pfeiler in m ,
- B die (mittlere) Flußbreite oberhalb der Brücke in m ,
- b die Durchflußweite der Brücke,
- μ = den Einschnürungsbeiwert, der angibt, welcher Teil μb der gesamten Durchflußweite b regelrecht durchströmt wird.

Dann gilt:

- 2) $Q = B(a + h) \cdot v$ als Wassermenge vor der Brücke,
- 3) $Q = \mu a b v_1$ als Wassermenge an der Einschnürungsstelle.

Aus den 3 Gleichungen folgt als Formel zur Berechnung der Stauhöhe:

$$4) \quad h = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{(\mu a b)^2} - \frac{1}{B^2 (a + h)^2} \right)$$

wofür genau genug gesetzt werden kann

$$4a) \quad h = \frac{Q^2}{2g a^2} \left(\frac{1}{\mu^2 b^2} - \frac{1}{B^2} \right)$$

Will man genauer rechnen, was allerdings bei der sehr unsicheren Grundlage der Rechnung wenig Wert hat, so benutze man Formel 4), indem man in den Nenner derselben den aus 4a) errechneten Wert h einführt.

Wesentlich anders werden die Ergebnisse, wenn man, nach dem Vorgange französischer Hydrauliker, neben der Stauhöhe h gleichzeitig die Gegenhöhe q (vergl. Abb. 18a und b) beim Austritt des Wassers aus der Einschnürungsstelle in den freien Fluß einführt und davon absieht, daß mindestens ein Teil der lebendigen Kraft des Wassers durch Wirbelbildung und andere Bewegungswiderstände aufgezehrt wird. Nach dieser Berechnungsweise wird der Wasserspiegel des Oberwassers durch den Einbau der Pfeiler nicht um h , sondern nur um $h - q$ gehoben. In einem von Plenkner¹⁾ angegebenen Zahlenbeispiel, wo beide Berechnungsarten miteinander verglichen werden, wird der nach Formel 4) errechnete Wert h (dort h_1 genannt) etwa sechsmal so groß als der mit Berücksichtigung der Gegenhöhe errechnete Wert $h - q$ (dort $t - t_2$ genannt).

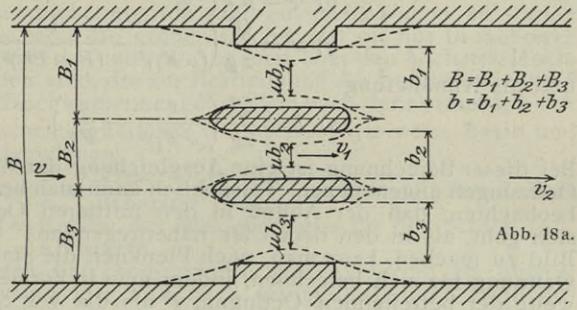


Abb. 18a.

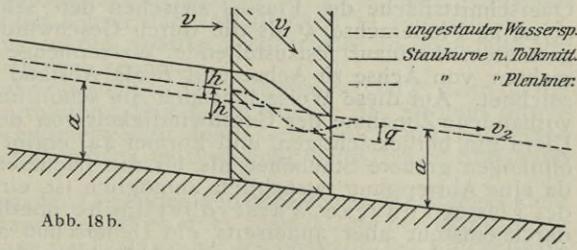


Abb. 18b.

¹⁾ Einige Untersuchungen im Staugebiete eines Wasserlaufes bei Brückenbauten (Oesterr. Wochenschrift für den öff. Baudienst, Heft 1, 1909).

In Wahrheit wird die Stauhöhe infolge der tatsächlich auftretenden Wirbelercheinungen zwischen den beiden Grenzen liegen; solange jedoch keine genaueren Messungen vorliegen, welche die Aufstellung empirischer Formeln gestatten, erscheint es geboten, in allen Fällen, wo eine bestimmte Stauhöhe nicht überschritten werden darf, diese nach Formel 4a) bzw. 4) zu berechnen, um sicher zu sein, daß die berechnete Stauhöhe von der wirklich eintretenden keinesfalls überschritten wird.

Falls die Stauhöhe für eine weiter oberhalb der Brücke gelegene Stelle ermittelt werden soll, etwa um festzustellen, wie weit die Durchfahrthöhe einer dort vorhandenen Brücke verringert wird, kann man die Gestalt der Staukurve nach dem von Tolkmitt, Grundlagen der Wasserbaukunst (S. 113) angegebenen Verfahren rückwärts verfolgen; indem als Stauhöhe an der Brücke der aus Formel 4) berechnete Wert eingeführt wird, liegt die berechnete Staukurve überall höher als die wirklich eintretende. Mit Rücksicht auf die Unsicherheit der Formel 4) hat die recht umständliche Berechnung der Staukurve für die Praxis natürlich nur einen sehr bedingten Wert.

Praktisch wird meist ein unregelmäßiges Profil vorliegen.

Ist F die Profilfläche des ungestauten Flusses und F_1 das Durchflußprofil und B die Spiegelbreite des Flusses vor dem Brückenbau, so rechnet man entsprechend den obigen Gleichungen

$$5) Q = (F + Bh) v$$

$$6) Q = \mu F_1 \cdot v_1$$

$$7) x = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{(\mu F_1)^2} - \frac{1}{(F + Bh)^2} \right)$$

und als Annäherung

$$7a) h = \frac{Q^2}{2g} \left(\frac{1}{(\mu F_1)^2} - \frac{1}{F^2} \right).$$

Bei dieser Berechnung ist eine Ausgleichung der Wasserspiegel einzelner Oeffnungen angenommen. Tatsächlich kann man bei Hochwasser deutlich beobachten, daß der Abfluß in den mittleren Oeffnungen anders vor sich geht, als in den dem Ufer näherliegenden. Um sich hiervon ein Bild zu machen, kann man, nach Plenkner, die Stauhöhe jeder einzelnen Oeffnung für sich berechnen, indem man in Formel 7) F_1 als Durchflußweite der betreffenden Oeffnung, F als die vor der Oeffnung liegende Querschnittsfläche des Flusses zwischen den Senkrechten von Pfeilerachse zu Pfeilerachse, Q als die durch Geschwindigkeitsmessung in ungestautem Flußlauf festzustellende Wassermenge zwischen den Senkrechten von Achse zu Achse und B als Abstand der Pfeilerachsen bezeichnet. Auf diese Weise läßt sich die schon im ungestauten Flußlauf vorhandene Zunahme der Geschwindigkeit von der Flußmitte nach den Ufern hin berücksichtigen, und Formel 4a) ergibt für die tiefen Mittelöffnungen größere Stauhöhen als für die flacheren Uferöffnungen, oder, da eine Abtreppe tatsächlich unmöglich ist, eine in der Querrichtung des Flusses konvexe Wasseroberfläche oberhalb der Brücke. Dadurch entsteht aber andererseits ein Ueberschuß an lebendiger Kraft in der Querrichtung und somit eine Ablenkung der Stromfäden von der Mitte nach den Ufern hin; Abflußmenge und Stauhöhe werden also in Wirklichkeit größer, als wenn man die Uferöffnungen für sich berechnet. Da für die Bemessung der Deichhöhe usw. gerade die Stauhöhen an den Ufern maßgebend sind, dürfte es sich vorsichtshalber empfehlen, sobald ein einheitliches etwa parabelförmiges Profil vorliegt, in der zuerst besprochenen Weise die Stauhöhe nach Formel 7) für alle Brückenöffnungen auf einmal zu berechnen. Mehr Berechtigung hat das von Plenkner angegebene Verfahren, wenn das Durchflußprofil sich aus verschiedenartigen Teilen ungleicher Wassertiefe zusammensetzt, namentlich also, wenn besondere Flutöffnungen vorhanden sind; sicherer geht man aber

auch hier, wenn man nach Tolkmitt (Grundlagen der Wasserbaukunst S. 127) einen in der Querrichtung ebenen Wasserspiegel voraussetzt, die für alle Oeffnungen gemeinsame Stauhöhe h zunächst einschätzt und die Wassermengen durch Auflösung der Formel 7) nach Q für jeden einzelnen Profiltteil besonders berechnet. Je nachdem die ganze Wassermenge Q zu klein oder zu groß ausfällt, ist h größer oder kleiner zu wählen (vergl. auch Beispiel II, S. 22).

Bei Anwendung der Formeln 4) bzw. 7) handelt es sich entweder darum, für einen gegebenen Brücken-Entwurf die Stauhöhe, die nach dem Einbau entstehen wird, festzusetzen, oder, bei einer gegebenen zulässigen Stauhöhe, die mindestens erforderliche Durchflußweite zu bestimmen; für diese Aufgabe sind die Gleichungen nach b bzw. F_1 aufzulösen. In beiden Fällen muß der Querschnitt des ungestauten Flußlaufes an der Brückenbaustelle durch Messungen festgestellt sein. Es empfiehlt sich, auch weiter oberhalb und unterhalb Querschnittsaufnahmen zu machen, um den Einfluß örtlicher Auskolkungen usw., die sich an der Baustelle befinden, auszuschalten.

Weiter muß die Hochwassermenge Q bekannt sein. Diese erhält man am genauesten, indem die Geschwindigkeiten v des Wassers an zahlreichen Stellen eines Querprofiles gemessen, die Messungsstellen in das Profil eingetragen werden und dieses dann so zerlegt wird, daß die Messungsstellen etwa in die Mitten der Teilflächen f fallen¹⁾ dann gilt $Q = \Sigma (v f)$. Vielfach wird eine unmittelbare Messung der Geschwindigkeiten bei Hochwasser nicht möglich sein, einerseits wegen zu starker Strömungen, andererseits, weil die großen Hochwasser oft nur in mehreren Jahrzehnten einmal auftreten und nur Angaben über den höchsten Hochwasserspiegel vorhanden sind, die zur Bestimmung der Durchflußfläche F zu benutzen sind. Die Hochwassermenge ist dann nach der Formel $Q = v \cdot F$ und die mittlere Geschwindigkeit aus $v = c \sqrt{RJ}$ (Eytelwein, Bazin und Ganguillet-Kutter) zu berechnen.

Hierin bedeutet $R = \frac{F}{p} = \frac{\text{Nasser Querschnitt}}{\text{Benetzter Umfang}}$ = hydraulischer Radius,
 J = Gefälle des Wasserspiegels für den Strom,
 c = Konstante.

Nach der veralteten Berechnungsweise von Eytelwein ist überall $c = 50,93$, nach Bazin sind vier und nach Ganguillet-Kutter zwölf Beschaffenheitsarten des Flußbettes unterschieden.²⁾ Im allgemeinen ist das Verfahren nach Ganguillet-Kutter nach Möglichkeit zu verwenden.

Natürlich kommt es auf die größte Wassermenge an, man muß also den höchsten Wasserspiegel kennen.

Die Hauptschwierigkeit besteht in der Bestimmung von J ; denn da das Hochwasser nur eine verhältnismäßig kurze Strecke des Stromes durchfließt, so entstehen Hochwasserwellen, deren Gefälle nicht mit denjenigen des bei Mittelwasser in gleichförmiger Bewegung befindlichen Flußlaufes übereinstimmt.³⁾

Sofern man in entlegenen Gegenden den höchsten Wasserspiegel nicht unmittelbar ermitteln kann, bedarf es einer überschläglichen Ermittlung der größten Wassermenge nach Maßgabe des oberhalb der Brückenbaustelle belegenen Niederschlags-Gebietes.⁴⁾ Es kommt dabei sehr auf das Klima der Gegend und die Bodenbeschaffenheit und auch die Vegetation an. Mittelwerte hat Köstlin⁵⁾ aufgestellt. Er nimmt an, daß auf Gebieten

¹⁾ Vergl. ausführlicher Tolkmitt, Lehrbuch der Wasserbaukunst, S. 144 (Geschwindigkeits-Messungen) und S. 148 (Ermittlung der Wassermengen).

²⁾ Quellen: Tiefenbacher, Die Ermittlung der Durchflußprofile mit besonderer Berücksichtigung der Gebirgs- und Wildbäche. Wien 1879. Lehmann & Wentzel. Hütte 1908, Bd. I, S. 281 Das Fließen in Flüssen und Kanälen. Tolkmitt, Lehrbuch der Wasserbaukunst, S. 104.

³⁾ Vergl. Tolkmitt a. a. O. Seite 128.

⁴⁾ Quellen. Handb. der Ing. Wiss. Bd. III.

⁵⁾ Z. d. österr. Ing.- u. Arch.-Ver. 1868. S. 83. Vergl. auch die vorhin angeführte Schrift von Tiefenbacher.

von weniger als 3,75 km Durchmesser oder Talrinnenlänge die halbe größte Niederschlagshöhe = 0,000 008 m in der Sekunde zum Abfluß kommen könne, auf Gebieten zwischen 3,75 und 7,5 km Durchmesser eine Höhe von 0,000 006 bis 0,000 004 m, auf Gebieten zwischen 7,5 und 11,25 km Durchmesser oder Tallänge 0,000 003 m, von 11,25 bis 15 km 0,000 002 m, von 15 bis 22,5 km 0,000 001 m. Ueber 22,5 km größten Durchmesser des Niederschlags-Gebietes sei das Verfahren überhaupt nicht mehr anwendbar.

In Frankreich hat man zur Bestimmung der Durchflußweite für das Hochwasser unbedeutender Wasserläufe aus dem Zuflußgebiete folgende Erfahrungszahlen aufgestellt.

Das Durchflußprofil soll betragen für 1 qkm des Zuflußgebietes:

wenn die Ufer sich kaum auf mehr als 20 m Höhe erheben 0,05 qm,
wenn sie sich auf nicht mehr als 40 m Höhe erheben 0,094 „
wenn sie 50 m Höhe erreichen 0,125 qm.¹⁾

Da diese Angaben das Gefälle des Wasserlaufes ganz außer Acht und sich nur auf sehr kurze Wasserläufe anwenden lassen, so können sie nur einen bedingten Wert haben.

Es ist nun in den Formeln für die Wassermengen-Berechnung noch der Beiwert μ zu bestimmen. Nach Navier soll man setzen:

- $\mu = 0,95$, wenn die Pfeiler in Halbkreisen oder spitzen Winkeln endigen,
- $= 0,90$, wenn der Horizontalschnitt des Vorderteiles einen stumpfen Winkel bildet,
- $= 0,70$, wenn die Anfänge der Bögen eintauchen.

Gauthey²⁾ teilt Angaben mit, die auf genauen Versuchen und Messungen an einem Modell beruhen. Nach ihm soll ein:

- $\mu = 0,95$ bei Pfeilern mit sehr spitzen Vorköpfen,
- $= 0,9$ bei Pfeilern mit halbkreisförmigen oder gleichseitig dreieckigen Vorköpfen,
- $= 0,85$ bei flach abgeschnittenen Pfeilern (ohne Vorköpfe) und unter der Voraussetzung ziemlich großer Bogen.
- $= 0,7$ für kleine Bögen, deren Anfänge ins Wasser tauchen.

Vorgenannte Angaben erstrecken sich jedoch nur auf kleine Brücken, d. h. solche unter 50 m Spannweite. Bei größeren Brücken verlieren sich die einzelnen Unterschiede der Pfeiler-Vorköpfe und $\mu = 0,95$ ist ein noch ungünstiger Beiwert. Nach Sonne ist bei einer Oeffnung von 100 m, einer Geschwindigkeit von 0,8 m/Sek., einer mittleren Tiefe von 3 m der Beiwert $\mu = 0,97$ zu setzen.

Kehren wir zu der oben besprochenen Berechnung der erforderlichen Brückenweite aus Formeln 4) bzw. 7) zurück, so liegt, wenn nicht die größte zulässige Stauhöhe an sich ausschlaggebend ist, die Hauptschwierigkeit in der Bestimmung der größten zulässigen Geschwindigkeit v .

Aus den Formeln 1) und 5) findet man die Geschwindigkeit an der Einschnürungsstelle zu

$$8) \quad v_1 = \sqrt{2gh + v^2} \\ = \sqrt{2gh + \left(\frac{Q}{F + Bh}\right)^2},$$

wobei also vorausgesetzt ist, daß der Stau für alle Oeffnungen gleich hoch wird. Tatsächlich wird der Wasserspiegel, wie oben erörtert, in der Querrichtung konvex, und in der Flußmitte sind die Stauhöhen,

¹⁾ Morandière.

²⁾ Gauthey, Traité de la construction des ponts, pag. 168. Vergl. auch Morandière Traité etc.

mithin auch die Geschwindigkeiten größer als in der Nähe der Ufer. Will man daher unbedingt sicher rechnen, so beziehe man die Werte Q , F , F_1 , B in der oben erörterten Weise nur auf eine Oeffnung und bestimme dann h aus 7) und v_1 aus 8). Eine vorsichtige Berechnungsweise von v_1 ist auch insofern anzuraten, als infolge der tatsächlich entstehenden Gegenhöhe beim Austritt ins Unterwasser die Oberfläche und somit auch die Geschwindigkeit konkav gegen die Sohle gerichtet, somit gerade in der Mittelöffnung, wo mit der Stauhöhe auch die Gegenhöhe wächst, die Gefahr von Auskolkungen am größten wird.¹⁾

Für die Seitenöffnungen ergibt sich, wenn jede Oeffnung für sich berechnet wird, eine weit geringere Geschwindigkeit, die infolge des Quergefälles der Oberfläche nur unwesentlich vermehrt wird; da durch das Quergefälle jedoch die Stromfäden schräg gegen die Pfeilerwände gerichtet sind, ist das Auftreten von Wirbelerscheinungen usw. hier weit mehr als in der Flußmitte zu befürchten, und die Gefahr eines Angriffes der Sohle wird kaum geringer als in der Mitte.

Es liegt zwar nun die Vorschrift nahe, die größte zulässige Geschwindigkeit unter der Brücke dürfe nicht so groß werden, daß die Flußsohle angegriffen wird, und mit den Angaben, welche wir weiter unten mitteilen, könnte man die Sache für erledigt halten. Es ist aber zu bedenken, daß fast überall die Bestandteile der Flußsohle schon durch den uneingeengten Fluß fortbewegt werden. Diese Bewegung macht sich bis zur Mündung der Flüsse ins Meer geltend; sie ist aber umso bedeutender, je mehr man sich dem Ursprung der Flüsse nähert.

Bei Breisach beträgt beispielsweise die Geschwindigkeit des uneingeengten Rheins bei Sommer-Mittelwasser etwa 3,5 m, bei Hochwasser 4 bis 5 m. Infolgedessen ist der grobe Kies der Sohle in fortwährender Bewegung. Die Kiesbänke wandern mit einer Geschwindigkeit bis zu 20 m in 1 Tag.²⁾

Hält man nun eine Geschwindigkeits-Vermehrung überhaupt für unzulässig, so muß man bei rechteckigem Profil in der Formel 7) $h = 0$ setzen, woraus sich die Bedingung: $\mu F_1 = F$ ergibt. Man hat also den Fluß an der Brückenbaustelle zu verbreitern oder zu vertiefen ($F_1 > F$), und zwar mit Rücksicht auf die oben erörterten Erscheinungen beim Durchfluß durch mehrere Oeffnungen möglichst in der Weise, daß für jede einzelne Oeffnung die Bedingung $\mu F_i = F$ gewahrt bleibt. Die Vertiefung des Flusses nach der Brückenbaustelle hin darf natürlich nur allmählich erfolgen, da andernfalls Unregelmäßigkeiten in der Strömung eintreten, die für die Sohle noch nachteiliger sein können als die bloße Vermehrung der Geschwindigkeit. Wenn man die Gleichung $\mu F_1 = F$ nur auf den Gesamtquerschnitt bezieht und den Fluß nur an den Seiten vertieft, während die Tiefen in der Mitte ungeändert bleiben, so wird oberhalb der Brücke ein Absturz des Wassers nach den Seitenöffnungen hin erfolgen und die Bedingung eines allmählichen Ueberganges aus dem normalen in das Durchflußprofil ist hier zur Vermeidung von Wirbelbildungen ganz besonders wichtig. Engt man den Fluß durch den Brückenbau ein, so werden unter allen Umständen Bestandteile des Bettes, welche früher liegen blieben, fortbewegt werden. Der Fluß wird sich selbst die erforderliche Austiefung bilden. Dies ist bis zu einem gewissen Grade unschädlich; insbesondere kann man sich hinsichtlich des Brückenbaues gegen üble Folgen sichern. Die Unregelmäßigkeit kann aber für den Fluß nachteilig werden, indem infolge der Austiefung im Brückenprofil weiter unterhalb eine Sandbank entsteht, die Geschwindigkeit unter der Brücke der Schifffahrt hinderlich ist, usw. Bestimmte Regeln darüber, um wie viel man die Geschwindigkeit des Stromes durch einen Brückenbau steigern dürfe, lassen sich in der Tat nicht geben. Die Entscheidung wird von Fall zu Fall unter

1) Vergl. das Zahlenbeispiel bei Plenkner a. a. O.

2) D. Bauzeitung 1878, S. 117.

Erwägung aller Verhältnisse zu treffen sein. Um einigen Anhalt zu gewähren, teilen wir folgende Werte der Geschwindigkeiten mit, bei welchen die Teilchen des Flußbettes sich bewegen und zwar für die langsamsten Wasserläufe als Mittelwerte aus verschiedenen Angaben, die sich in der Literatur finden.¹⁾ Es wird bewegt:

Schlamm bei 0,1 m	Geschwindigkeit,
Ton bei 0,15 bis 0,25 m	„
Sand „ 0,3 m	„

Ferner erfordert nach Beobachtungen, welche Sainjon an der Loire anstellte²⁾, die Bewegung von Kiesteilchen:

von 0,01 m	Durchmesser	0,5 m	Geschwindigkeit,
„ 0,04 „	„	1,0 „	„
„ 0,10 „	„	1,5 „	„
„ 0,17 „	„	2,0 „	„

Eine Reihe genauer Beobachtungszahlen, 1874 durch Suchier bei Alt-Breisach ermittelt, finden sich in der D. Bauztg. 1883, S 332. Die charakteristischsten Zahlen der Reihe sind folgende:

Flußsohle beschlickt; keine Bewegung der Geschiebe sichtbar; selbst bei äußerer Störung des Gleichgewichtes wandern die kleinsten Kiesel noch nicht bei 0,604 m.

Grenze des beschlickten und blank gewaschenen Grundes; es bewegen sich die kleinsten Geschiebe freiwillig bei 1,18 m.

Große beschlickte Steine von 2,5 kg sieht man nur vereinzelt auf dem Boden liegen; solche unter 2,5 kg Gewicht laufen bei 1,8 m.

Alles ist in Bewegung; starkes Geräusch hörbar bei einer Geschwindigkeit des Wassers von 2,063 m.

Die Geschwindigkeiten beziehen sich auf die Sohle (bezw. sind in 0,05 m über der Sohle gemessen — Suchier). An der Oberfläche darf die Geschwindigkeit etwa $\frac{4}{3}$ mal so groß sein. Die größte zulässige Sohlengeschwindigkeit für „geschlossene, harte Felsen“ soll, nach Dubuat, 3,05 m sein.³⁾

Kann man der zu erbauenden Brücke nicht eine so große Weite geben, und also den Zuwachs an Geschwindigkeit des Flusses nicht auf ein so geringes Maß beschränken, daß eine schädliche Bewegung der Teilchen der Flußsohle ausgeschlossen erscheint, so muß man das Bauwerk durch besonders tiefe Gründung oder künstliche Sohlenbefestigung gegen Unterspülung sichern. Befestigungen der Flußsohle in der unmittelbaren Umgebung der Pfeiler durch Steinschüttungen finden sich sehr häufig.⁴⁾ Seltener kommt eine durchgehende Sohlenbefestigung durch Mauerwerk oder Beton vor. Ferner sieht man sich auf Tafel VI, Bd. II, 1 des Handbuches der Ing.-Wiss. drei Beispiele hierfür. Fernere Beispiele sind zwei gewölbte französische Vizinalweg-Brücken über den Vicoin bei Régereau und über die Jouanne bei St. Ceneré.⁵⁾ Die Flußsohle bestand hier aus verwittertem Schiefer, welcher Ausspülungen befürchten ließ.⁶⁾ Wegen Moorbewegungen sind Brücken des Teltowkanales in Groß-Lichterfelde nachträglich derartig gesichert worden.

Sowohl die vermehrten Gründungsarbeiten und die künstliche Befestigung der Sohle als auch die Beseitigung der nachträglich infolge des Brückenbaues entstandenen Unregelmäßigkeiten sind sehr kostspielig und können, wenn sie nicht von vornherein vorgesehen sind, wirtschaftlich

¹⁾ D. Bauhandbuch I, S. 321 u. 329. — Handbuch der Ing.-Wiss. II, 1, S. 37.

²⁾ Mitgeteilt von Schlichting, Zentrabl. d. Bauverw. 1880, S. 395.

³⁾ Handbuch der Ing.-Wiss. II, 1, S. 37.

⁴⁾ Weichsel-Brücke bei Graudenz. Z. f. B. 1882, S. 243.

⁵⁾ Nouv. ann. 1882, Sp. 67.

⁶⁾ Die alte Kurfürsten- (Lange) Brücke in Berlin, die unterhalb von Mühlwehren liegt, zeigte einen durchgehenden, mit Granitfindlingen ausgefüllten Pfahlrost (D. Bztg. 1894, S. 633).

große Lasten nachträglich dem Brückenbau-Konto aufbürden. Insbesondere wird auch die Gefahr von Eisstopfungen durch den Einbau von Pfeilern wesentlich vermehrt.

Soweit daher für den Entwurf einer Brücke lediglich wirtschaftliche Interessen maßgebend sind, ist stets zuerst zu erwägen, ob nicht die Ueberbrückung des ganzen Flusses durch eine reichlich bemessene einzige Oeffnung ohne Aenderung der Abflußverhältnisse die beste Lösung liefert. Jedenfalls sollte man sowohl die Kosten für Gründungs-Arbeiten und für die einmalige Verbreiterung und Vertiefung des Flußbettes als auch insbesondere die durch Vermehrung der Geschwindigkeit bedingten dauernden Regulierungsarbeiten, sowie die von den durch Ausbau in der Bewirtschaftung behinderten landwirtschaftlichen Betrieben stets reichlich begehrte Entschädigungen auf Konto Brückenbau, recht hoch in den Kostenanschlag einführen, da diese Kosten mit sehr viel geringerer Wahrscheinlichkeit von vornherein richtig bestimmbar sind als diejenigen des Brückenbaues. Aus ästhetischen Gründen und mit Rücksicht auf eine gute Uebersicht der Schifffahrtsstraße wird häufig die Dreiteilung mit einer weiten Mittelöffnung und zwei kleineren Seitenöffnungen bevorzugt werden (vergl. Abb. 17); hierbei ist es oft erreichbar, den Stau durch Verbreiterung und Vertiefung des Flußbettes wesentlich oder ganz einzuschränken. Eine größere Anzahl von Pfeilern, als allein aus wirtschaftlichen Rücksichten angebracht wäre, kann bei eisernen Straßenbrücken in Frage kommen, falls nur hierdurch eine Lösung mit „Fahrbahn oben“ ermöglicht werden kann. Auch in diesem Falle wird man die Pfeilerzahl und somit auch die Stauhöhe und die Geschwindigkeitsvermehrung möglichst beschränken. Schließlich liegt noch besonders bei steinernen Brücken, wenn es ein Landschafts- oder Städtebild zu wahren gilt, die Aufgabe vor, möglichst viele und kräftige Pfeiler zu bauen (z. B. Neubau der Augustusbrücke in Dresden), oder mit anderen Worten, die Durchflußweite so weit einzuschränken, wie es mit Rücksicht auf die Stauhöhe und den Geschwindigkeitszuwachs möglich ist. Zunächst sei ein Zahlenbeispiel dieser Art hier angegeben:

Beispiel I. Eine Flußstrecke von annähernd parabelförmigem Profil soll überbrückt werden. Für Hochwasser sei $Q = 600 \text{ cbm}$, $B = 110 \text{ m}$ und $F = 420 \text{ qm}$ gegeben. Die mittlere Geschwindigkeit darf $v_1 = 2,20 \text{ m}$, die Stauhöhe $h = 10 \text{ cm}$ nicht überschreiten. μ ist zu 0,90 zu schätzen. Wie groß muß die gesamt lichte Weite b bezw. das Durchflußprofil an der Brückenbaustelle mindestens werden?

Aus 6) und 7a) folgt:

$$h = \frac{1}{2g} \left(v_1^2 - \frac{Q^2}{F^2} \right); \text{ mit dem zugelassenen Höchstwert } v_1 = 2,20 \text{ m:}$$

$$h = \frac{1}{19,62} \left[2,20^2 - \frac{600^2}{420^2} \right] = 0,142 \text{ m.}$$

Formel 7) ergibt einen noch etwas größeren Wert h . Da jedoch nur $h = 0,10 \text{ m}$ zugelassen ist, so wird die Geschwindigkeit in der Brückenöffnung nach 8) nur:

$$v_1 = \sqrt{19,62 \cdot 0,10 + \left(\frac{600}{420 + 110 \cdot 0,10} \right)^2} = 1,97 \text{ m/Sek.}$$

und nach 6)

$$F_1 = \frac{Q}{\mu v_1} = \frac{600}{0,9 \cdot 1,97} = 337 \text{ qm.}$$

Als Pfeilerquerschnitt unter der Hochwasserlinie sind daher $F - F_1 = 83 \text{ qm}$ verfügbar. Danach könnte man z. B. 6 Oeffnungen von je $15,3 \text{ m}$ von je $3,7 \text{ m}$ Breite etwa entsprechend Abb. 19 ausführen.

Tatsächlich wird den früheren Erörterungen gemäß die Stauhöhe geringer, die Geschwindigkeit größer als die berechnete sein; eine wei-

tere Einengung des Profils ist jedoch nicht anzuraten, da bereits bei der Vermehrung der Geschwindigkeit von $\frac{600}{420} = 1,43$ auf $1,97$ m/sek. eine Befestigung der Flußsohle und spätere Regulierungen möglicherweise nötig sein werden.

Es sei hier nochmals auf die oben genannte Abhandlung von Plenkner verwiesen, wo für ein praktisches Beispiel ähnlicher Art die verschiedenen Berechnungsweisen mit und ohne Berücksichtigung der Gegenhöhe sowie des Einflusses der Einzelöffnungen verglichen werden.

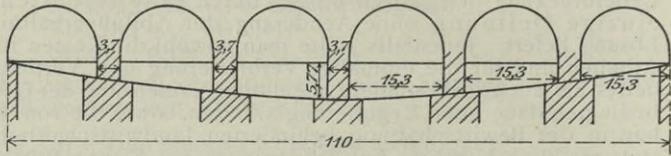


Abb. 19.

Beispiel II. Ein Flußlauf mit besonderen Flutöffnungen soll überbrückt werden. Das freie Durchflußprofil ist in Abb. 20a dargestellt.

Zur Verminderung der Kosten des eisernen Ueberbaus sind die Stützweiten so weit einzuschränken, wie es ohne Einengung des mit I bezeichneten Stromprofils und unter Beibehaltung der Tiefe von 4^m für die Flutöffnungen möglich ist. Die abzuführende Hochwassermenge beträgt 1660 cbm .

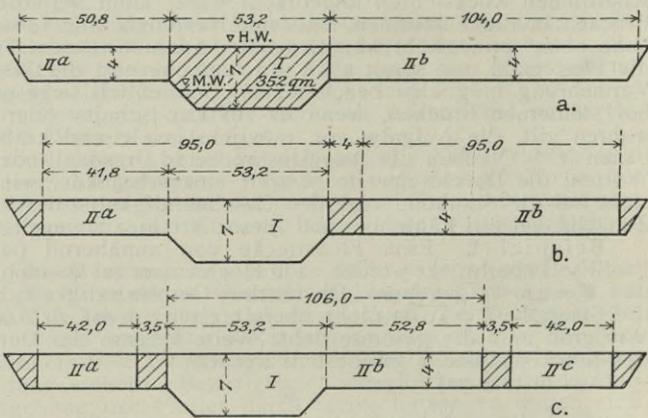


Abb. 20 a-c.

Für das Stromprofil I, dessen Wasseroberfläche bei H.W. $F = 352 \text{ qm}$ beträgt, wird nach der Ganguillet und Kutter'schen Formel mit $n = 0,02$, $J = 0,000155$ und $R = 6,4 \text{ m}$ die Geschwindigkeit $v = 2,08 \text{ m/sek.}$, somit die Abflußmenge $Q = 732 \text{ cbm}$. Die Seitenflächen IIa, IIb haben somit $Q' = 928 \text{ cbm}$ abzuführen; zur Abführung derselben ist eine Fläche $F' = 610 \text{ qm}$ bei einer nach Ganguillet und Kutter ermittelten Geschwindigkeit von $1,5 \text{ m/sek.}$ erforderlich.

Für das Durchflußprofil unter der Brücke ist nur ein Stau von 6 cm als zulässig angenommen. Dann erhält man nach Formel 1) $0,06 = \frac{v_1^2 - 2,08^2}{19,62}$ $v_1 = 2,34 \text{ m/sek.}$ als Geschwindigkeit der Stromöffnung innerhalb der Brücke; ferner mit $\mu = 0,90$: $Q_1 = v_1 \cdot F_1 = 2,34 \cdot 0,90 (352 + 0,06 \cdot 53,2) = 750 \text{ cbm}$. Für die Seitenöffnungen bleiben somit $Q'_1 = 1660 - 750 = 910 \text{ cbm}$ abzuführen. Nach Formel 1) wird dann: $0,06 = \frac{v_1'^2 - 1,5^2}{19,62}$; $v_1' = 1,85 \text{ m/sek.}$

Danach wird als Querschnitt der Flutöffnungen $F'_1 = \frac{910}{1585 \cdot 0,9} = 547 \text{ qm}$,

also als Gesamtweite der Flutöffnungen $\frac{547}{4,0} = 136,8 \text{ m}$ erforderlich. In

Abb. 20b und 20c sind zwei verschiedene Lösungen dargestellt, die bei uneingeschränktem Stromprofil I 136,8 m weite Flutöffnungen aufweisen und hinsichtlich der Wasserabführung etwa gleichwertig sind; die Entscheidung ist nach wirtschaftlichen und ästhetischen Rücksichten hinsichtlich des eigentlichen Brückenbaues zu treffen und dürfte wohl, wenn ein gefälliges Aussehen der Brücke verlangt wird, zugunsten der Dreiteilung nach Abb. 20c ausfallen. In beiden Fällen würden der Rechnung nach vor der Brücke $750 - 732 = 18 \text{ cbm}$ aus den Seitenflächen IIa, IIb ins Mittelprofil abfließen, was auch naturgemäß ist, da nur das Mittelprofil durch den Brückenbau uneingeschränkt bleibt. Wenn auch tatsächlich Unregelmäßigkeiten in der Strömung eintreten werden, so ist doch mit Sicherheit anzunehmen, daß der zugelassene Stau von 6 cm nicht überschritten wird.

c. Einteilung der gesamten Lichtweite in mehrere Öffnungen.

Ist nach den Erwägungen unter b) nur die Gesamt-Durchflußweite einer Brücke bestimmt, so ist die Zahl und Weite der einzelnen Öffnungen nach anderen Gesichtspunkten zu bestimmen. Hierbei sind oft zufällige örtliche Verhältnisse maßgebend. So werden mitunter große Öffnungen dadurch bedingt, daß die Fahrinne eines Flusses ander Brückenbaustelle weit von dem Ufer entfernt ist, an welchem sich der Leinpfad befindet.¹⁾

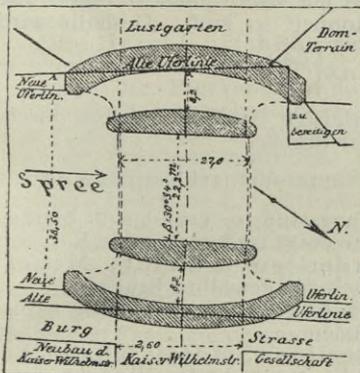


Abb. 21.

Auch kann die Gestaltung und Beschaffenheit des Baugrundes die Stellung einzelner Pfeiler (Weite einzelner Öffnungen) bedingen.²⁾ Eine Brücke mit zwei Öffnungen über den Langhery creek in Amerika, welche im Jahre 1878 einstürzte, wurde mit einer einzigen Öffnung von 90 m (ohne Mittelpfeiler) wieder hergestellt, weil der Einsturz besonders von der beweglichen und sandigen Natur des Flußbettes herrührte.³⁾

Auch kann die Gestaltung und Beschaffenheit des Baugrundes die Stellung einzelner Pfeiler (Weite einzelner Öffnungen) bedingen.²⁾

Eine Brücke mit zwei Öffnungen über den Langhery creek in Amerika, welche im Jahre 1878 einstürzte, wurde mit einer einzigen Öffnung von 90 m (ohne Mittelpfeiler) wieder hergestellt, weil der Einsturz besonders von der beweglichen und sandigen Natur des Flußbettes herrührte.³⁾

Eine eigenartige Lösung der Aufgabe, den Bau zweier Mittelpfeiler in einem Flusse zu ermöglichen, dessen Profil nicht eingeschränkt werden durfte, zeigt die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Berlin (Abb. 21), bei welcher durch Krümmung der Endwiderlager die erforderliche Erweiterung der Gesamtbreite des Flusses geschaffen ist. Hier ist natürlich der Druckhöhenverlust infolge der Krümmung der Seitenöffnungen mit in Rechnung zu setzen.

Abgesehen von Verhältnissen, die eine besondere Behandlung im einzelnen Falle verlangen, läßt sich die Aufgabe, durch zweckmäßige Einteilung einer gegebenen Gesamt-Brückenweite die Baukosten zu einem Minimum zu machen, allgemein behandeln.

¹⁾ Moselbrücke bei Eller.

²⁾ Viadukt de l'Aiguille der Orléansbahn. Brolla-Br., Kant. Tessin (D. Bztg. 1884, S. 181.

³⁾ Engg. 19. März 1880 u. Nouv. ann. 1880, Sp. 64.

Auch die Kosten der eisernen Ueberbauten lassen sich z. B. für Balkenbrücken bei der zweckmäßigen Bestimmung ihrer Spannweite berücksichtigen. Kostet ein Mittelpfeiler $A + Bl$, worin l die Spannweite einer Oeffnung bedeutet, sind die Kosten eines Widerlagers W , die man als von l unabhängig ansehen kann, und sind $a + bl$ die Kosten eines Meters der Träger, so ergeben sich die Kosten einer Brücke mit n Oeffnungen zu

$$K = 2W + (n-1)(A + Bl) + n(a + bl)l$$

und es fragt sich für welches n der Wert K zu einem Minimum wird. Ist $L = nl$ die gesamte Durchflußweite, also $l = \frac{L}{n}$, so ist

$$K = 2W + (n-1)\left(A + \frac{BL}{n}\right) + \left(a + b\frac{L}{n}\right)L$$

$$\frac{dK}{dn} = A + \frac{BL}{n^2} - \frac{bL^2}{n^2} = 0.$$

$$A = \frac{L^2}{n^2}\left(b - \frac{B}{L}\right) \text{ oder } \frac{L}{n} = l = \sqrt{\frac{A}{b - \frac{B}{L}}}$$

Da $\frac{B}{L}$ in der Regel vernachlässigt werden kann, so verbleibt $l = \sqrt{\frac{A}{b}}$.

Ist $A = 50\,000$ M. ermittelt, b für eingleisige Brücken rd. 9 M., so ist $l = 74$ m. Bei zweigleisigen Brücken sind die Pfeiler bei weitem nicht doppelt so teuer als bei eingleisigen Brücken, sondern nur etwa $\frac{1}{3}$ mal so teuer. Die Kosten des Ueberbaues werden etwa doppelt so groß. Deshalb wird

$$l_1 = \sqrt{\frac{1\frac{1}{3}A}{2b}} = \text{rd. } 0,8 \sqrt{\frac{A}{b}}.$$

Die günstigste Spannweite für zweigleisige Brücken ist also durchschnittlich $\frac{4}{5}$ derjenigen der eingleisigen Brücke.

Da $l^2 = \frac{A}{b}$ oder $l^2 b = A$ ist und $l^2 b$ unter Vernachlässigung von a die Kosten der Hauptträger einer Oeffnung sind, so ergibt sich hieraus die Regel, daß die günstigste Spannweite diejenige ist, bei der die Kosten des Ueberbaues ebenso groß werden wie die eines Mittelpfeilers. Das gilt erfahrungsgemäß auch für gewölbte Brücken.

Wegen der Strom- und Schiffsfahrtsverhältnisse wird man häufig natürlicher größere Spannweiten annehmen müssen.

Ermittelungen beim Bau der Berliner Stadteisenbahn. Bei dieser ist für 10 verschiedene Höhen, der 15,5 m breite Viadukt unter Annahme verschiedener Spannweiten und Pfeilhöhen veranschlagt worden, ein Verfahren, das sich praktisch wohl am meisten empfiehlt.

Dabei ergab sich:

Die Spannweite von m	mit Pfeilverhältnis	als am günstigsten für Höhen
6	1 : 4	von 6,3 m
8	1 : 6	„ 7,3 bis 8,3 m
10	1 : 4 $\frac{1}{2}$	„ 9,3 „ 10,3 „
12	1 : 4	„ 11,3 „ 14,3 „
15	1 : 3 $\frac{1}{2}$	„ 15 m ¹⁾

Nach letzteren Ergebnissen würde man bei Brücken, die innerhalb der betrachteten Verhältnisse liegen, nicht sehr fehl gehen, wenn man

1) Z. f. B. 1884, Sp. 13 u. 14.

die Spannweite gleich der (durchschnittlichen) Höhe von Fundamentsohle bis Schienen-Unterkante nähme. Selbstredend hängt die günstigste Spannweite noch davon ab, wie oft man ein Lehrgerüst bei einer und derselben Brücke verwenden kann. Hierfür ist entweder die Einteilung der Brücke in Gruppen von Oeffnungen maßgebend, die durch stärkere Pfeiler getrennt sind, oder das allmählich fortschreitende Einwölben, bei welchem die einzelnen Lehrgerüste, je nachdem sie frei werden, vorrücken.

Für Spannweiten von 40—60 m sind zwei eingleisige eiserne Ueberbauten ebenso teuer wie ein zweigleisiger Ueberbau. Bei kleineren Spannweiten wird man die Frage prüfen, ob man zunächst nur eine eingleisige Brücke baut. Ist die Fahrbahn oben, so wird ein Ueberbau für ein Gleis stets das zweckmäßigste sein. Man kann dann mit dem zweiten Ueberbau warten bis das Verkehrsbedürfnis da ist. Aus diesem und aus anderen Gründen bevorzugt man Fahrbahn oben, wenn irgend möglich.

V. Grundlagen für die Höhenbestimmung der Brücken.

Die Höhenlage der Brücke über dem zu überbrückenden Hindernis hängt ab 1. von der Bauhöhe (Konstruktionshöhe) und 2. der Durchfahrthöhe.

Die Bauhöhe ist die Höhe zwischen Schienenoberkante oder Fahrbahnmitte einerseits und Tragwerkunterkante andererseits. Bei eisernem Ueberbau ist zu beachten, daß die Nietköpfe und die stärkste Durchbiegung bei größter Belastung noch zur Bauhöhe hinzugerechnet werden müssen.

Die Durchfahrthöhe richtet sich nach der Benutzungsart der zu überbrückenden Flächen.

Liegt die Brückenbahn mit Rücksicht auf die zu verbindenden Verkehrswege hinreichend hoch, wie es meist in hügeligen und gebirgigen Gegenden der Fall ist, so wird man ohne Schwierigkeiten das Tragwerk unter der Fahrbahn anordnen. Man wird aber auch bei beschränkter Höhe bestrebt sein müssen, mit allen Mitteln solche Brücken mit oben liegender Fahrbahn („Fahrbahn oben“) möglich zu machen. Es wird nämlich nicht bloß an Kosten für den Unterbau, sondern auch für den Ueberbau gespart. Die Pfeiler sind billiger, denn sie brauchen im allgemeinen nicht so hoch geführt zu werden; die Lager können tief liegen, der Angriffspunkt der Seitenkräfte (Wind usw.) liegt niedriger. Beides ist für die Uebertragung der Kräfte nach dem Baugrund von Vorteil; die Pfeiler und Fundamente werden schwächer. Die Quersteifigkeit bei eisernen Ueberbauten und die Standsicherheit des ganzen Bauwerkes wird mit geringeren Mitteln zu erreichen sein. Für die Gestaltung des Ueberbaues steht eine wesentlich größere Freiheit bei „Fahrbahn oben“ zur Verfügung. Es kann die Wahl des Baustoffes nach wirtschaftlichen und ästhetischen Rücksichten getroffen werden, häufig zu Gunsten gewölbter Brücken (Stein, Beton, Eisenbeton). Bei eisernen Ueberbauten herrscht bei Fahrbahn oben größere Freiheit in der Lage, Zahl und Gestalt der Hauptträger. Das Fahrbahngerippe läßt sich leichter ausbilden. Mit leichten Mitteln lassen sich wirtschaftliche und ästhetische Vorteile gegenüber denjenigen Konstruktionen erreichen, bei welchen die Fahrbahn unten liegen muß.

Brücken mit beschränkter Bauhöhe sind da notwendig, wo die zu verbindenden Verkehrswege eine möglichst niedrige Lage der Brücke erforderlich machen. Hierfür dienen nachstehende Angaben als Grundlage:

Bei steinernen Eisenbahnbrücken läßt sich bei 22 m Stützweite die Bauhöhe noch auf 1 m, bei steinernen Straßenbrücken noch auf 0,85 m einschränken. Mit Gewölben aus Eisenbeton kann man solche Brücken noch niedriger gestalten.

Im Einzelnen ist bei Eisenbahnbrücken zu berücksichtigen, daß man mit der Kieshöhe unter Schwellenunterkante des Unterstopfens wegen nicht gut unter 10 cm gehen kann und, da die niedrigsten eisernen Querschwellen 8 cm hoch sind, so wird die geringste Kiesbetthöhe 18 cm betragen. Besser ist im allgemeinen die Höhe etwas reichlicher zu bemessen.

Bei eisernen eingleisigen Eisenbahnbrücken kann man schon mit 0,75 m Bauhöhe das Gleis im durchgehenden Kiesbett lagern, was mit Rücksicht auf die Schalldämpfung und Wasserdichtigkeit, also bei Ueberbrückung von städtischen Straßen (Stadtbahn und dergleichen) notwendig ist.

Bei Verwendung hölzerner Schwellen auf Schwellenträgern ohne Rücksicht auf Wasserdichtigkeit, also auf freier Strecke, kommt man schon mit 0,65 m Mindestbauhöhe aus.

Bei Straßenbrücken ist die Gestaltung der Fahrbahn mannigfaltiger. Man rechnet mit mindestens

- 4 cm für Asphaltbelag,
- 16 „ „ Granitpflaster bei starkem Verkehr,
- 8 „ „ Kleinpflaster unmittelbar auf Beton bei schwachem Verkehr besser,
- 10 „ „ „ auf 4 cm Kies über 5 cm Beton (Belageisen),
- 12 bis 14 cm für Holzklötze guter Bauart,
- 8 cm für die Betonunterlage,
- 15 „ „ „ Besotterung.

Mit Ausnahme von Asphaltpflaster ist eine wasserdichte Isolierung unter dem Pflaster bzw. dessen Bettung unerlässlich, namentlich bei eisernen Brücken. Man kann äußersten Falles die Betonunterlage auf 5 cm einschränken, 1 cm für die Isolierung rechnen und darunter noch 5 cm für den Beton über dem Eisen. Bei Belageisen, Buckelplatten oder Tonnenblechen kann auch die Isolierung bei höherer Betonunterlage unmittelbar über dem Eisen liegen.

Diese Werte bilden die Grundlage sowohl für die Gestaltung der Brücke bei „Fahrbahn oben“, falls sich für das Tragwerk gerade noch ausreichende Höhe vorfindet, als auch für „Fahrbahn unten“, falls die Fahrbahnausbildung allein für die Bauhöhen-Bestimmung maßgebend ist. Der übrige Höhenbedarf ergibt sich aus statischen Gründen.¹⁾

2. Die Durchfahrthöhe wird bei Brücken über Eisenbahnen begrenzt durch das Normalprofil des lichten Raumes, dessen Höhe für normalspurige Bahnen mindestens 4,8 m beträgt. Hinzuzurechnen ist ein Spielraum von 5 cm, sodaß also die Mindesthöhe der Brückenunterkante über Schienenoberkante 4,85 m bildet. Bei Ueberbrückung städtischer Straßen wird die einzuhaltende Höhe in der Regel für jeden einzelnen Fall von der Landespolizei besonders vorgeschrieben. In Preußen pflegt 4,4 m entweder über der ganzen Breite des Weges oder über einen je nach den Verhältnissen verschieden breiten Teil im Lichten verlangt zu werden. Dies genügt nicht mehr für Straßen, in denen Straßenbahnwagen mit Decksitzen verkehren. Bei neuen Anlagen, wo ja nur noch elektrische Straßenbahnen mit oberirdischer Stromzuführung in Frage kommen, ist daher Rücksicht auf eine Höhe von 4,5 bis 4,7 m zu nehmen. Wo es sich um Straßen mit Straßenbahnen handelt, ist letztes Maß und noch mehr besonders deshalb zu empfehlen, weil für die zufällig entgleisten Stromabnehmer besondere Vorkehrungen zu treffen sind, um das Schlagen gegen die Brückenteile zu verhindern. In Berlin sind hierfür Holzschalungen mit vorstehenden Rändern unter den Brücken angebracht.

¹⁾ Näheres über die Bauhöhen von Brücken findet sich Zentralbl. d. B.-V. 1905. S. 337. welches im II. Teil dieses Kapitels im Auszuge wiedergegeben wird.

Bei ländlichen Straßen ist eine Höhe von 3,8 m nötigenfalls schon ausreichend.

Wasserstraßen für 400 t Schiffe erfordern eine Mindesthöhe von 3,2 m über seltenem Hochwasser, 3,5 m über ziemlich gleichbleibendem Wasserstande, also nahe und oberhalb von Stauanlagen. Bei seltenem höchstem Hochwasser ruht der Schiffsverkehr ganz. Für den Mittellandkanal sind 4 m Durchfahrts Höhe festgesetzt, ebenso bei dem Teltowkanal. Der Elbe-Trave-Kanal weist 4,6 m Durchfahrts Höhe über normalem Hochwasser auf. Bei der Spree-Oder-Wasserstraße ist in der Mitte 4,2 m, an den Ufern 4 m Höhe gefordert. Bei dem Spreelaufe innerhalb der Stadt Berlin ist als Mindesthöhe über Hochwasser 3,2 m zugelassen. Die Mühlendamm-Brücke in Berlin liegt 3,5 m über Oberwasser, welches wegen der Nähe des Wehres ziemlich gleich bleibt. Im allgemeinen muß man für Wasserstraßen für 600 t Schiffe eine Durchfahrts Höhe von 4,4 m bis 4,5 m als das zweckmäßigste Mindestmaß ansetzen.

Wasserstraßen für Seeschiffe erfordern eine Höhe von 42 m (Kaiser Wilhelm-Kanal).

Ohne zwingende Gründe darf man diese Maße nicht einschränken, da die Verkehrs-Entwicklung die Höhenbedürfnisse der Zukunft stets steigert, nie verkleinert.

Bei gewölbten Brücken sowohl als auch bei Brücken in gekrümmter Wasserstraße sind wesentlich größere Höhen zu fordern, da das Durchfahren der Schiffe namentlich im Schleppzuge erheblich außerhalb des Gewölbescheitels stattfindet. Das Durchfahrtsmaß muß dann um 5 bis 20 cm erhöht werden, z. B. wie bei der Weidendammer-Brücke in Berlin (vergl. den Querschnitt S. 5), für welche die Konstruktions-Unterkante 3,25 m über höchstem Wasserstande liegt.

Schließlich hängt die Höhenlage der Brücke, falls keine Schifffahrt vorhanden ist, noch vom höchsten Hochwasserstande selbst und vom Eisgange ab. Die Lager eiserner Brücken müssen mindestens 0,50 m über dem höchsten Wasserstande liegen. Die Kämpfer steinerner Brücken können, wo eine geringe Profilverengung zulässig, noch um ein gewisses Maß, das von der Form des Bogens abhängig ist, in die höchsten Wasserstände eintauchen. Näheres im Band „Gewölbte Brücken“.

VI. Grundlagen für die Breitenbestimmungen der Brücken.

a) Die Breite der Eisenbahnbrücken richtet sich nach dem Normalprofil des lichten Raumes, welches bei vollspurigen Bahnen 4 m beträgt. Wenn die Fahrbahn unten liegt, so soll nach neueren preuß. Bestimmungen neben dem Normalprofil tunlichst 0,2 m beiderseitig frei bleiben. Bei langen Brücken sind über die Pfeiler herausretende Plätze anzuordnen, auf denen die Beamten und Arbeiter Schutz vor dem Zugverkehr suchen können. In Frankreich sollen solche Zufluchtsnischen von 50 zu 50 m angebracht werden. Bei Fahrbahn unten ist dafür Sorge zu tragen, daß Zuflucht hinreichend innerhalb des Fachwerkes der Hauptträger noch vorhanden ist. Die lichte Breite zwischen den Fachwerkpfosten muß also bei eingleisigen Brücken 4,4 m, bei zweigleisigen Brücken 7,9 m betragen. Jedenfalls sind die Geländer von der Gleisachse bei Fahrbahn oben etwas mehr als 2 m, mindestens 2,35 m, wo möglich 2,5 m anzubringen. Die Breite der gewölbten Eisenbahnbrücken von Stirn zu Stirn läßt sich, wenn man kräftig ausgekragte Gesimse und eiserne Geländer anwendet, entsprechend den vorerwähnten Breiten machen. In der Regel findet man aber, da so große Knappheit manche Uebelstände mit sich bringen, eine etwas größere Stirnbreite, etwa um 0,5 m breiter als die Lichtbreite zwischen den Geländern. Dabei werden steinerne

Brüstungsmauern über ausgekragten Gesimsen ausgeführt. Die Eisenbeton-Bauweise gestattet ein besonders weites Vorkragen der Gesimse und Geländer, wech letztere außerdem schwächer als in Stein ausgeführt werden können, so daß dadurch an Breite des Brückentragwerks gespart werden kann.

b) Die Breite der Straßenbrücken war in alten Zeiten sehr klein. Die 900 m lange Rhônebrücke bei Avignon war zwischen den Brüstungen nur 4 m, die 1135 begonnene Donaubrücke in Regensburg ist bei 303 m Gesamtlänge nur 6,5 m breit. Selbst eine Breite zwischen den Brüstungen von nur 3,8 m, wovon 2,5 m auf die Fahrbahn und je 0,65 m auf die Fußwege entfallen, kommt bei ziemlich großer Länge (66 m einschl. der Widerlager) bei einer Brücke über den Gardon bei Collet noch neuerdings in Südfrankreich vor.¹⁾

Die nunmehr im Umbau begriffene alte Elbbrücke (Augustus-Brücke) in Dresden, im wesentlichen 1319 begonnen, hatte 8,21 m Stirnbreite und 11,04 m Nutzbreite zwischen den eisernen Geländern, welche mit den Fußwegen auf sehr kräftigen Steinauskragungen ruhten. Auch die London-Brücke in London, neuerbaut 1825—31, ist mit einer Breite von 16,5 m (11 m Fahrdamm und zweimal 2,75 m Bürgersteig) für den außerordentlich starken Verkehr zu schmal bemessen.

Da die Baukosten einer neu anzulegenden Brücke in nahezu geradem Verhältnis mit ihrer Breite wachsen, so ist die sachgemäße Festlegung der Breite eine der ersten und wichtigsten Grundlagen für eine Straßenbrücke. Mißgriffe nach dieser Richtung haben bei einem Zuviel die Aufwendung eines volkswirtschaftlich toten Kapitals, bei einem Zuwenig einen nicht minder großen Verlust zur Folge, weil nachträgliche Verbreiterungen in den seltensten Fällen einen den Kosten entsprechenden Nutzen bringen. Bei älteren steinernen Brücken, welche ein Uebermaß an Festigkeit enthalten, ist die nachträgliche Verbreiterung mit Hilfe von Eisenkonstruktionen und neuerdings Eisenbeton-Konstruktionen²⁾ durchgeführt. Bei neuen Brücken, deren Stärken-Abmessungen auf Grund statischer Berechnungen für bestimmte Verkehrslasten ermittelt worden sind, bieten nachträgliche Verbreiterungen große Schwierigkeiten. Eine eiserne Brücke mit Fahrbahn unten, welche wegen zu schmaler Fahrbahn, die sich mit den Fußwegen zwischen den Hauptträgern befindet, durch Hinzufügung der von den Fußwegen eingenommenen Breite zu der Fahrbahn dadurch verbreitert werden soll, daß die Fußwege nachträglich auf Konsolen außerhalb der Hauptträger gelegt werden, setzt voraus, daß die Eisenkonstruktion schon im ganzen dieser Anordnung statisch entspricht oder doch mit nicht zu großen Mitteln die Verstärkung der Hauptträger möglich ist, was wohl nur in den seltensten Fällen zutrifft. Die an einer fertigen Brücke anzubringenden Eisenteile für Konsolen und Verstärkungen erfordern gegenüber ihrem verhältnismäßig geringen Gewicht einen außerordentlichen Arbeits- und Gerüstaufwand. Auch die Anstückung der Fahrbahn an die vorhandene ist schwierig, so daß eine vollständige Erneuerung der Fahrbahn also mit hohen Kosten bewirkt werden muß. Deshalb ist bei Straßenbrücken die Anwendung verbreiterungsfähiger Konstruktionen selten empfehlenswert, vielmehr muß mit großer Sorgfalt bei langen Brücken die Festlegung der Fahrbahnbreite und der Breiteneinteilung der Straße erfolgen.

Zwei neuere deutsche Wettbewerben³⁾ für Straßenbrücken zeigen, wie unzutreffend nach dieser Richtung hin die Wettbewerbs-Grundlagen ausgearbeitet worden sind, so daß eine ungeheure Menge von Entwurfsarbeit durch eine nachträgliche Aenderung der Straßeneinteilung not-

1) Zentralbl. d. Bauverw. 1883. S. 288.

2) Vergl. D. Bauztg. Mitteilungen über Zement-, Beton- und Eisenbetonbau. Jahrg. 1908. Seite 53, 1909. Seite 37 und Seite 97.

3) Quellen. Wettbewerb über die Süderelbe bei Harburg. Z. d. V. D. Ing. 1897. S. 616. Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Rhein zwischen Homberg und Ruhrort. D. Bztg. 1904. Seite 639.

wendig geworden ist. Beim Wettbewerb um die Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg hatte man eine 6 m breite Fahrbahn mit beiderseitig zwischen den Hauptträgern liegenden je 1,5 m breiten Fußwegen vorgesehen und die Konstruktion so verlangt, daß bei später eintretendem Bedürfnisse eine Verbreiterung der Fahrbahn auf 8 m möglich werde, bei der die Fußwege außerhalb der Fahrbahn nachträglich ausgekragt werden sollten. Nach dem Wettbewerb kam jedoch die Ausführung derart zu Stande, daß eine 7 m breite Fahrbahn mit außerhalb der Hauptträger gelegenen Fußwegen ausgeführt wurde. Es war durch den Wettbewerb nachgewiesen, daß weder die vorläufige 6 m breite Fahrbahn noch die spätere, verbreiterte 8 m Fahrbahn vom Standpunkte des modernen Straßenverkehrs richtig war. In der neuen, richtig bemessenen Breitereinteilung ergab sich zwischen den Hauptträgern eine um 1 m geringere Breite, wodurch an Pfeilern, Fahrbahn usw. im ganzen etwa 20000 M. gespart wurden. Auch der Wettbewerb für eine Straßenbrücke über den Rhein zwischen Homberg und Ruhrort im Jahre 1905 hat über die Breitenbestimmung unzutreffende Grundlagen zuerst gebracht, wodurch eine vollständige Neubearbeitung der Entwürfe nach dem Wettbewerb erforderlich wurde. Man hatte nämlich den Fahrdamm auf 9 m Breite festgesetzt, ein Maß, welches vor der Ausführung auf 9,5 m verbreitert wurde, um es für vier Wagenreihen einzurichten.

Um ein richtiges Urteil über die zweckmäßigste Fahrbahnbreite von Straßenbrücken zu erhalten, muß man eben den Fahrverkehr in einzelnen Bahnen oder Wagenreihen — gleichviel ob mit oder ohne Gleise — sich bewegen denken. Dabei ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß im Gegensatz zu bebauten Straßen auf Brücken das Halten der Fuhrwerke neben den Bürgersteigen auf längere Zeit nicht vorkommt. Es muß ferner darauf Rücksicht genommen werden, daß zwei Straßenbahn-Gleise über die Brücke geführt werden können. Wenn man nicht vorzieht, diese Gleise beim Brückenbau gleich mit herzustellen, da das Aufbrechen des Pflasters auf der Brücke beim nachträglichen Einlegen große Störungen und Kosten verursacht, so sollte doch beim allgemeinen Entwurf der Brücke die richtige Lage der Gleise von vornherein festgelegt werden. Werden die Fahrdämme auf den Brücken für drei Wagenreihen bemessen, so empfiehlt es sich, die Gleise neben die Bürgersteige zu legen, damit für die Begegnung eines Fuhrwerkes mit einem Straßenbahnwagen immer $\frac{2}{3}$ der Fahrbahnbreite zur Verfügung stehen, sofern nicht zufällig ein Straßenfuhrwerk zwischen zwei sich kreuzenden Straßenbahnwagen hindurch will. Daß bei dieser Lage der Gleise die Anlage von Haltestellen auf der schmalen Brücke ermöglicht und der Verkehr zwischen Straßenbahnwagen und Bürgersteig erleichtert ist, ist ein weiterer Vorzug dieser Anordnung. Für einfache Brücken ist die Breite für zwei Wagenreihen ausreichend. Für größere Ortschaften und verkehrsreiche Straßen sind für drei bzw. vier Wagenreihen Platz zu schaffen. Bei einer Breite für vier Wagenreihen ist es besser, die Straßenbahngleise in der Mitte anzuordnen, wenn sie auch in den anschließenden Straßen in der Mitte liegen. Wollte man sie an die Seite legen, so würde durch einen zeitweise über die Brücke langsam fahrenden Lastwagen der Straßenbahnverkehr unnötig verzögert.

Die größte Ladebreite eines Fuhrwerkes ist gewöhnlich durch ortspolizeiliche Bestimmungen festgelegt und überschreitet z. B. in Berlin und Hamburg nicht 2,5 m. Die größte Breite eines Straßenbahnwagens beträgt 2 m, unabhängig von der Spurweite. Der Spielraum zwischen zwei Straßenfuhrwerken richtet sich nach der bei den Fuhrwerkslenkern gewohnten Geschicklichkeit, die in großen Städten naturgemäß größer ist als in kleineren. Bei glattem Pflaster muß der Spielraum größer sein als bei rauhem; dementsprechend schwankt er zwischen 0,35 und 0,5 m. Ferner ist der Kastenüberstand der Lastwagen, deren Räder die Bordschwellen berühren, und ihre Schiefstellung infolge des

Quergefällens in einer Breite von 0,3 m zu berücksichtigen. In großen Städten jedoch, wie z. B. in Berlin, wo neuerdings Auto-Omnibusse ständig verkehren, ist der Spielraum nicht unerheblich zu erhöhen, da bei glattem Pflaster ein Schleudern des sehr langen Hinterteiles einen breiteren Streifen neben der Bordschwelle beansprucht. Namentlich ist das zu bedenken, wenn die Brücke nicht in der schlanken Richtung der Straße liegt.

Die Mindestbreite für Fahrbahnen für zwei Wagenreihen zwischen den Bordschwellen beträgt daher $2 \cdot 2,5 - 2 \cdot 0,3 + 0,35 = 4,75$ m (Abb. 22), reichlich bemessen 5 m (die alte Rheinbrücke bei Cöln hatte 5,02 m Fahrdramm). Bei Feststellung der Breite für zwei Wagenreihen ist zu erwägen, daß bei jeder Begegnung die volle Fahrbahnbreite in Anspruch genommen werden muß. Deshalb sollte man eigentlich nur für ganz nebensächlichen und ländlichen Verkehr die Fahrbahnbreite auf zwei Wagenreihen beschränken und als Mindestforderung eine Breite für drei Wagenreihen beanspruchen. Man darf hierbei die Fahrbahnbreite scharf berechnen, da im allgemeinen sich ja nur zwei Wagenreihen auf der Brücke bewegen und die dritte Bahn nur als Reserve für Ueberholung bei Verkehrsstörungen, Ausbesserungen am Pflaster und dergleichen benutzt wird. Nach dem Vorbilde der Hamburger Elbbrücke ergibt sich

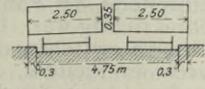


Abb. 22.

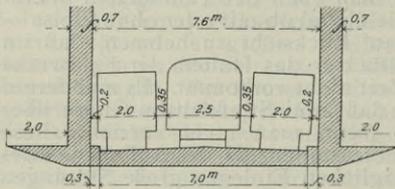


Abb. 23. Breitereinteilung der Elbbrücke bei Hamburg.

als Mindestbreite 7 m (Abb. 23;) dabei begnügt man sich mit 0,3 m Bordsteinschutzstreifen, sodaß zwischen den Innenkanten der Hauptträger 7,6 m verbleiben. Besser ist es, diesen Schutzstreifen zu verbreitern, sodaß man bei 7,2 m Fahrbahn und 0,4 m Schutzstreifen die lichte Weite zwischen den Hauptträgern auf 8 m festlegt. Anders gestaltet sich die Breite bei Brücken, auf denen auch Eisenbahnverkehr stattfindet. Handelt es sich um Schnellverkehr, so ist eine scharfe Trennung durch besondere Brücken oder doch in besonderem Stockwerk durchzuführen. Bei Kleinbahnen neben Straßen ist, falls sie vollspurig sind, auf die Breitenbedürfnisse des vollen Normalprofils Rücksicht zu nehmen. Dementsprechend ist die Breitenbestimmung der neuen Stubenrauchbrücke¹⁾ zwischen Nieder- und Oberschöneweide bei Berlin nach Angabe des Verfassers erfolgt. Die Breite zwischen den Bordsteinen ist nämlich auf 8,3 m festgelegt, um auf dem einen Straßenbahn-güterwagen, von elektrischer Lokomotive geschleppt, zu überführen.

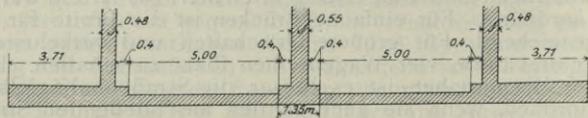


Abb. 24. Breitereinteilung der Wassertorbrücke in Berlin.

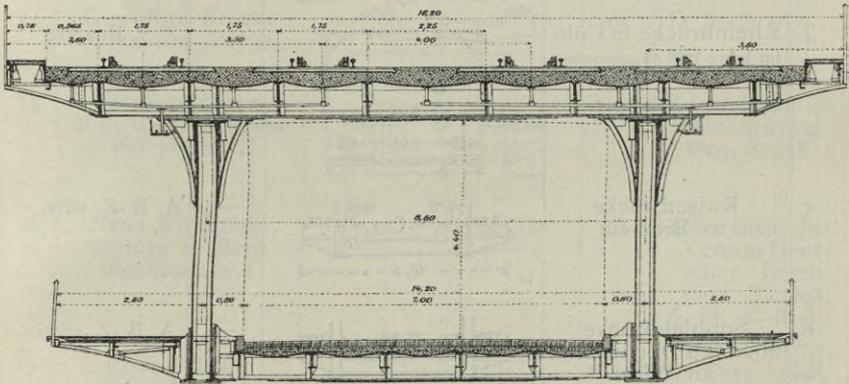
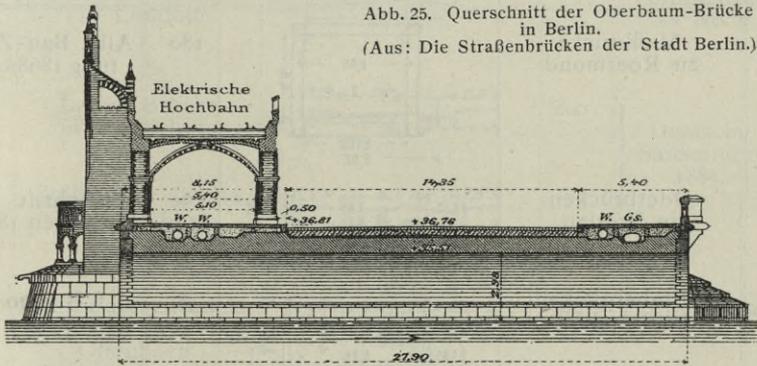
Im übrigen wird auf die beigefügte Zusammenstellung von neueren Straßenbrücken am Schluß dieses Abschnittes S. 32 u. ff. hingewiesen.

Der höchsten Anforderung großstädtischen Verkehrs entspricht eine Breite für vier Verkehrsbahnen. Dann ist zwischen den Bordschwellen eine Breite von $7 + 2,5 + 0,35 = 9,85$ m erforderlich, falls die Fahrbahn unten liegt, und 10,5 m, falls die Fahrbahn oben liegt. Zum Schutze der Fußgänger ist im letzteren Falle der Fahrdramm etwas zu verbreitern.

Wenn die vier Verkehrsbahnen zwischen zwei Hauptträgern mit der

¹⁾ Vergl. D. Bztg. 1908, S. 470 u. ff. Ztschr. d. Vereins deutscher Ing. 1908, S. 1942 u. ff.

Fahrbahn unten angeordnet sind, so werden dadurch 11—12 m lange Querträger erforderlich, was zu Schwierigkeiten und höheren Kosten Anlaß gibt. Bei kurzen Brücken ist dann eine Zweiteilung des Fahrdammes durch einen Hauptträger in der Mitte möglich, wie bei der Wassertor-Brücke in Berlin (Abb. 24), wo jede Fahrbahn dann 5 m breit ist und die lichte Breite zwischen den Hauptträgern 5,8 m beträgt. Durch diese Anordnung gehen jedoch 1,35 m Brückenbreite infolge des mitt-



Ab. 26. Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Oberhafen in Hamburg. Zweigeschossige Drehbrücke. (Ztschr. f. Bauwesen 1907.)

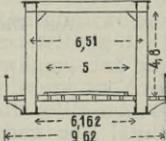
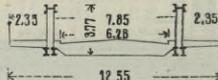
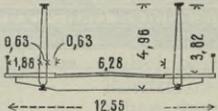
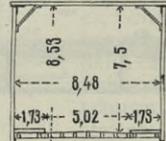
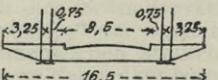
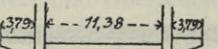
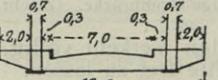
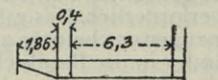
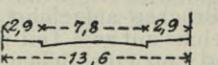
leren Hauptträgers für den Verkehr völlig verloren. Besser ist es, den Fahrdamm in voller Breite frei zu lassen.

Die Breite der Fußwege sollte nicht unter 1,25 m betragen. Im allgemeinen ist sie $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$ der gewählten Fahrbahnbreite. Eine größere Breite als 3 m ist nicht unbedingt erforderlich. Das gilt auch von Fußgängerbrücken.

In städtischen Straßenzügen erscheint es angemessen, bei nicht zu langen Brücken die Brückengeländer in die Baufluchtlinien der zu überführenden Straßen zu stellen, d. h. den Brücken die volle Straßenbreite und dieselbe Straßeneinteilung wie in den benachbarten Straßen zu geben. Das erfolgt in Berlin, wo die Längen der Brücken meist nicht über 50 m betragen.

Nachstehend sind Brücken aufgeführt, unter denen sich einige aus neuerer Zeit befinden, welche mit zum Teil recht schmalen Abmessungen ausgestattet sind und ganz erheblichen Verkehrsansprüchen genügen.

Zusammenstellung der Breiten-Einteilungen einiger ausgeführter Straßenbrücken.

No.	Bezeichnung *der Brücke	Breite und Einteilung	Länge der Brücke m	Veröffentlichung
1	Maßbrücke zu Roermond		180	Allg. Bau-Zeitung 1868/9.
2	Oderbrücken in Breslau		54 und 80	Zeitschrift für Bauwesen 1868
3	Brahebrücke in Bromberg		36	Z. f. B. 1870.
4	Rheinbrücke in Cöln im Jahre 1909 abgebrochen und durch Neubau ersetzt		425	Z. f. B. 1863.
5	Kaiserbrücke in Bremen		—	A. B.-Z. 1876.
6	Sophienbrücke über den Donaukanal in Wien		—	A. B.-Z. 1876.
7	Brücke über die Nordereibel in Hamburg		—	Z. f. B. 1800.
8	Rheinbrücke bei Mannheim		—	—
9	Rheinbrücke bei Mainz		—	Angaben in der Veröffentlichung zu No. 7.

No.	Bezeichnung der Brücke	Breite und Einteilung	Länge der Brücke m	Veröffentlichung
10	Southwark- und Waterloo-Brücke in London		—	Angaben in der Veröffentlichung zu No. 7.
11	Lange Brücke in Magdeburg		200	Deutsche Bauzeitung 1885.
12	Zollbrücke ebenda		65	
13	Eiserne Bogenbrücke über den Main bei Offenbach		235	D. Bztg. 1886.
14	Gewölbte Brücke über den Adour		205	D. Bztg. 1889.
15	Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg		410,30	Zentralblatt d. Bauverwaltung. 1899, S. 478.
16	Neue Kornhaus-Brücke in Bern (Fahrbahn unten)		388	Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingen. 1898, S. 1298, Z.-Bl. d. B.-V. 1898, S. 398.
17	Rheinbrücke bei Bonn		732,15	D. Bztg. 1898, S. 661,
18	Straßenbrücke über den Rhein bei Worms (Fahrbahn oben)		778	D. Bztg. 1900, S. 574.
19	Drehbrücke bei Rendsburg		91	D. Bztg. 1895, S. 173.
20	Treskowbrücke über die Spree bei Oberschöneweide		158	D. Bztg. 1905, S. 157.

No.	Bezeichnung der Brücke	Breite und Einteilung	Länge der Brücke m	Veröffentlichung
21	Stubentrauchbrücke zwischen Nieder- und Oberschöneweide		103	Z. d. V. D. I. 1908, S. 1942 und 1987. D. Bztg. 1908, S. 470 u. 477.
22	Ludwigsbrücke in Würzburg (massive Brücke)		180	D. Bztg. 1896.
23	Elbbrücke bei Loschwitz		270	Z.-Bl. d. B.-V. 1894, S. 236.
24	Rheinbrücke bei Düsseldorf		838,02	Z.-Bl. d. B.-V. 1898, S. 558. Z. V. D. I. 1897, S. 321.
25	Donaubrücke bei Ehingen (Beton)		73,4	Z.-Bl. d. B.-V. 1901, S. 506.
26	Petrestalbrücke bei Luxemburg (zwei getrennte Gewölbe mit Eisenbetonverbindung)		171	D. Bztg. 1902, S. 521 u. ff.
27	Oderbrücke bei Niederwurzen		145	Z.-Bl. d. B.-V. 1904, S. 594.
28	Oderbrücke bei Steinau		350	Z.-Bl. d. B.-V. 1904, S. 324.
29	Argenbrücke bei Langenargen (Hängebrücke)		72	Z. V. D. I. 1899, S. 11.
30	Schmiedebrücke in Königsberg (Klappbrücke)		25	Z. f. Bauwesen 1897.
31	Hansabrücke in Stettin (Klappbrücke)		—	Z. V. D. I. 1905, S. 676.
32	Kaiserbrücke in Königsberg (Klappbrücke)		rd. 75	Z. Bl. d. B.-V. 1907, S. 18.

Besonders breite Straßenbrücken sind folgende:

- Die Schloßbrücke in Berlin (hölzerne Klappbrücke) 32,65 m breit, bei 48,9 m Länge,
 die Kaiser-Wilhelm-Brücke in Berlin (gewölbte Brücke) 26 m breit¹⁾,
 die Oberbaumbrücke (gewölbte Brücke), über den stromauf gelegenen Bürgersteig ist ein Stockwerk für die elektrische Hochbahn errichtet²⁾ (Abb. 25, Seite 31),
 die Westminster-Brücke in London, 26 m breit zwischen den Geländern,
 die Towerbrücke in London³⁾ (Versteifte Hängebrücke mit Klappendurchlaß,
 die Alexander-Brücke in Paris⁴⁾ (eiserne Bogenbrücke), 40 m breit, zwischen den Geländern mit 20 m Fahrbahnbreite,
 die Charlottenburger Brücke in Berlin-Charlottenburg⁵⁾ (gewölbte Brücke), 55 m breit, davon zwei Fahrdämme und ein Reitweg mit zus. 25,7 m Breite, zwei äußeren Bürgersteigen mit zus. 10 m und zwei Zwischenperrons (mit architektonischen Aufbauten) mit zus. 18,30 m,
 die Brücken im Zuge der Döberitzer Heerstraße über die Chaussee und die Havel, 24 m breit. (Fahrdamm 16 m).
 die Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Oberhafen in Hamburg⁶⁾; von besonderem Interesse wegen der zweistöckigen Drehbrücke (Abb. 26, Seite 31).

B. Bauliche Anordnung eiserner Brücken.

I. Die Hauptbestandteile eiserner Brücken.

a. Eiserner Ueberbau.

1. Zahl der Hauptträger.

Den Hauptbestandteil des Tragwerkes einer eisernen Brücke bilden die Hauptträger und das Fahrbahngerippe. Den Hauptträgern fällt die Aufgabe zu, die gesamten Lasten, also außer dem Fahrbahngerippe, die Fahrbahn und den Fußweg samt Verkehrslasten, auf den Unterbau zu übertragen. Dieser muß stark genug sein, die Lasten wieder auf den Baugrund einwandfrei abzuleiten. Die Zahl der Hauptträger ist meist zwei, doch können deren auch beliebig viele, je nach Art der Brücke, angeordnet werden.

Bei eingleisigen Eisenbahnbrücken ordnet man zwei Hauptträger an, bei mehrgleisigen Brücken am besten für jedes Gleis zwei Hauptträger unter der Voraussetzung, daß die Hauptträger ganz unter der Fahrbahn liegen. Trifft dieses nicht zu, d. h. liegen die Hauptträger ganz oder teilweise über der Fahrbahn (s. Seite 43), so ist man in ihrer Zahl gebunden. Im allgemeinen ist die Anordnung, für jedes Gleis ein Hauptträgerpaar zu wählen, empfehlenswert, und zwar für kleine und mittlere Spannweiten, da die einzelnen Ueberbauten dann von einander unabhängig sind und bei Belastungen die Nachbargleise nicht in Mitleidenschaft ziehen. Bei größeren Stützweiten dagegen ist ein größerer Haupt-

¹⁾ Die Straßenbrücken Berlins.

²⁾ Die Straßenbrücken Berlins.

³⁾ Zentralbl. d. Bauverwaltung, 1894, S. 57, 73.

⁴⁾ Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing., 1899, S. 1053, Aufsatz des Verfassers — und D. Bztg., 1900, S. 341 ff.

⁵⁾ D. Bztg., 1909, S. 246 ff.

⁶⁾ Z. f. Bauwesen 1907.

träger-Abstand erforderlich, da bei zu nahen Hauptträgern der Widerstand gegen seitliche Angriffe u. dergl. zu gering wird. Infolge dessen ist es ratsam, größere zweigleisige Brücken nur mit zwei Hauptträgern auszuführen. Im übrigen gelten hierfür die in Kapitel V dargelegten Gesichtspunkte.

Bei Straßenbrücken ist die Zahl der Hauptträger in erster Linie davon abhängig, ob das Tragwerk unter der Fahrbahn liegt oder sich über diese erhebt (vergl. Seite 43). Liegt die Fahrbahn unten, so ordnet man in der Regel zwei Hauptträger an, und zwar zu beiden Seiten der Fahrbahn, die Fußwege werden auf Auskragungen verlegt. Bei schmalen Brücken werden zuweilen die Fußwege auch innerhalb der Hauptträger angeordnet. Liegen die Hauptträger unter der Fahrbahn, „Fahrbahn oben“, so richtet sich ihre Anzahl meist nach wirtschaftlichen Gesichtspunkten. Das ist durch Vergleichsberechnung zu entscheiden.

2. Verschiedene Arten von Hauptträgern.

Die äußere Form der Hauptträger und die damit verbundenen statischen Eigentümlichkeiten, insbesondere auch die Art ihrer Lagerung, kennzeichnet die verschiedenen Arten von Hauptträgern.

a. Balkenbrücken.

So bezeichnet man als einfachen Balken die Hauptträgerart, bei welcher ein festes und ein meist wagrecht bewegliches Auflager angeordnet ist; hierbei findet eine statisch bestimmte Stützung statt. Senkrechte Lasten erzeugen nur senkrechte Stützendrücke; wagrechte Kräfte werden vom festen Auflager aufgenommen; Wärmeänderungen und Stützenverschiebungen haben keinen Einfluß auf das Tragwerk.

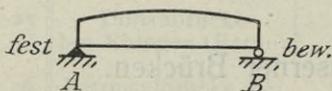


Abb. 27.

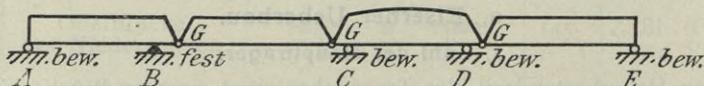


Abb. 28.

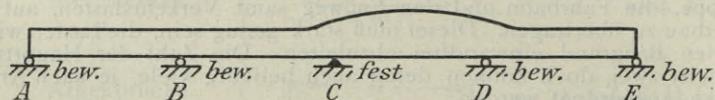


Abb. 29.

Die Form des Trägers ist jedoch ganz beliebig, vorausgesetzt, daß er für sich eine starre Scheibe bildet (Abb. 27).

Bei Anordnung von mehr als zwei Stützpunkten, von welchen nur einer fest zu sein braucht und Einschaltung von Gelenken, G , derart, daß die statische Bestimmtheit erhalten bleibt, gelangt man zu dem „Gerberbalken“ oder „Auslegerträger“ (Abb. 28). Die Anzahl und Lage der Gelenke ist hierbei nach bestimmten statischen Gesetzen festzulegen. Stützensenkungen haben keinen Einfluß.

Ein Träger auf mehreren Stützen ohne Gelenke nach Abb. 29 wird als „durchlaufender“ oder nach der alten Bezeichnung als „kontinuierlicher“ Träger bezeichnet. Dieser ist statisch unbestimmt und besitzt nur ein festes, sonst ausschließlich wagrecht bewegliches Auflager, im übrigen ist die äußere Form in der verschiedensten Ausbildung durchführbar. Stützensenkungen haben Einfluß auf das Tragwerk.

β. Bogenbrücken.

Eine andere Trägerart, und zwar in Bogenform, bei welcher die Lagerung so erfolgen muß, daß außer den lotrechten Auflagerkräften auch wagrechte, nach außen gerichtete Auflagerkräfte, H , zuweilen auch Momente, aufgenommen werden, wird als „Bogenträger“ oder kurz „Bogen“ bezeichnet (Abb. 30). Der Bogen nach Form a mit drei Gelenken, einem Scheitel- und zwei Kämpfer-Gelenken, ist statisch bestimmt, nach Form b mit zwei Gelenken, einfach statisch unbestimmt und nach Form c dreifach statisch unbestimmt infolge seiner Einspannungen am Kämpfer.

Da die Bogenträger vorwiegend stets Druck erhalten, so müssen sie überall knicksicher sein. Stützenverschiebungen sind bei b und c von Einfluß, ebenso die Wärmeänderungen.

Der Bogen sucht die Widerlager nach außen zu schieben. Wird der Schub durch ein Zugband aufgehoben dadurch, daß die Bogen-

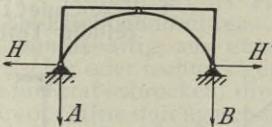


Abb. 30a.

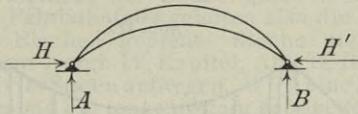


Abb. 30b.

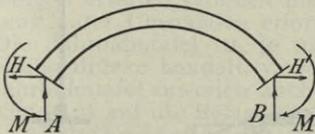


Abb. 30c.

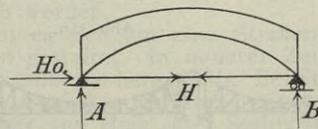


Abb. 31.

Enden oder zwei nächst diesen gelegene Punkte des Trägers durch ein Zugband verbunden sind (Abb. 31), so muß ein Auflager fest, das andere beweglich gemacht werden, damit die Widerlager nicht, den elastischen Dehnungen des Zugbandes entsprechend, Schübe erleiden. Bezüglich der Lagerung, also äußerlich, ist der sogenannte „Bogen mit aufgehobenem Horizontalschub“ ein einfacher Balken mit den drei Auflagerkräften A, B, H . Der Bogen selbst, also innerlich, unterscheidet sich nicht von dem Bogen ohne Zugband. Diesen gegenüber stehen die Bögen mit teilweise aufgehobenem Schub, bei denen also beiden Auflagern noch wagrechte Stützdrucke zugewiesen sind.

γ. Hängebrücken.

Die umgekehrte Brückenform mit bogenartig durchhängenden Hauptträgern wird mit Hängebrücken bezeichnet (Abb. 32a). Die eigentliche Tragkonstruktion ist bei dieser Brückenart ein gezogenes Seil (Kette), welches als Drahtkabel oder Flacheisenkette ausgebildet ist und die Fahrbahn trägt. Diesen Bauarten entsprechen die Bezeichnungen Seil-, Kabel- und Kettenbrücken. Bei den sogenannten versteiften Hängebrücken ist an dem Hängestück noch ein Träger angehängt, welcher den sonst leicht beweglichen Hängegurt versteift, da er alle Bewegungen des ersteren mitmachen muß (Abb. 32b). Der sogenannte Versteifungsträger nimmt unmittelbar die Fahrbahnlasten auf. Schließlich kann die Hängegurtung in Verbindung mit einer Fachwerkwand steif ausgebildet werden, welche an den Pfeilern (Pylonen) aufgehängt ist. Solche Systeme bezeichnet man als Fachwerk-Hängebrücken (Abb. 32c). Die Hängebrücken werden in der Regel so ausgebildet, daß das eigentliche Hängeseil über Rollenlager der Pfeiler oder Pylonen geführt wird, so

daß die letzteren nur lotrechte Kräfte erhalten, und in besonderen Widerlagern verankert wird. Diese müssen natürlich genug Masse besitzen, um die schräg nach oben gerichteten Zugkräfte in der „Rückhaltkette“ aufnehmen zu können.

δ. Zusammensetzung der Hauptträger.

Die Hauptträger der Brücken können vollwandig oder gegliedert ausgebildet werden. Vollwandige Systeme sind die Blechträger, diese bestehen meist aus einem Blech, dem Steg oder Stehblech, dessen

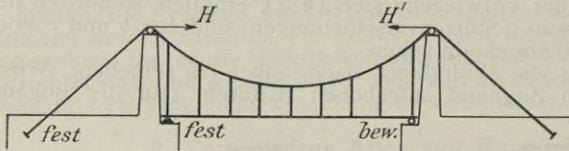


Abb. 32a.

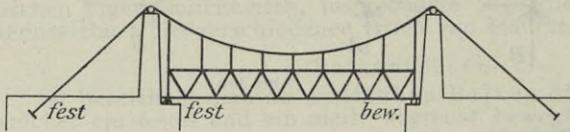


Abb. 32b.

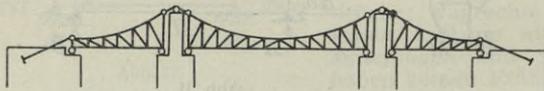


Abb. 32c.

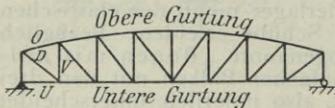


Abb. 34.

Netzwerk. Das obere und untere durchlaufende Glied des Fachwerkes wird als obere und untere Gurtung, Ober- oder Untergurt bezeichnet (Abb. 34). Die einzelnen Teile der Gurtungen sind die Gurtstäbe (Obergurtstab, Untergurtstab), die zwischen den Gurtungen liegenden Glieder die Füllungsglieder oder Wandglieder. Die Wandglieder können schräg verlaufen (Schrägen oder Diagonalen D) oder lotrecht (Pfosten oder Vertikalen V). Vorstehende Anordnung nennt man Pfostenfachwerk, im Gegensatz zu Strebenfachwerk, das in erster Linie nur aus schrägen, im Zickzack verlaufenden Stäben besteht.

Außer diesen können, wie bereits angedeutet, andere Glieder wie Zugbänder, Bogengurte, Hängegurte hinzutreten, die dann als sogenannte „dritte Gurtung“ bezeichnet werden können, wie z. B. die beim Langerbalken, einem Fachwerkbalken mit Stabbogen.

3. Fahrbahngerippe, Fahrbahnrost.

Die Uebertragung der Fahrbahnlasten auf die Hauptträger wird durch die Querträger bewirkt, die in der Regel an die Pfosten der Haupt-

Ränder durch Winkel mit Kopfplatten (Lamellen) u. dgl. gesäumt sind (Abb. 33), die Winkelsamt Kopfplatten werden als Gurtung bezeichnet. Die einzelnen Teile der



Abb. 33.

träger bzw. in den sogenannten Knotenpunkten angeschlossen sind. Die Querträger sind häufig über die Haupttragwände hinaus verlängert. Derartige Auskragungen tragen zumeist die Gehwege. Die Querträger können an den Hauptträgern aus statischen Gründen gelenkig aufgehängt oder mit diesen fest verbunden sein. Sie werden als Walzträger, als Blechträger oder als Fachwerkträger ausgebildet. Zwischen den Querträgern liegen parallel zu den Hauptträgern die Längsträger oder wenn sie, wie bei den gewöhnlichen Eisenbahnbrücken, Schwellen tragen, auch Schwellenträger genannt. Sie bilden mit den Querträgern das Fahrbahngerippe oder den Fahrbahnrost, namentlich wenn bei Straßenbrücken noch Zwischenquerträger hinzutreten.

4. Fahrbahntafel.

Auf den Längsträgern liegen Belageisen oder in Verbindung mit den Querträgern oder Zwischenquerträgern Buckelplatten oder Tonnenbleche zur Aufnahme der Fahrbahntafel bei Straßenbrücken und der Gleise bei Eisenbahnbrücken. Zur Fahrbahntafel gehören also die Buckelbleche, muldenartig aus ebenen Blechen gepreßte Bleche von meist quadratischer oder rechteckiger Form (vergl. IV. Kapitel, Abs. II, Brückenbahnen für Straßenbrücken), die auf vier Seiten aufliegen. Wird eine Buckelplatte in der Mitte durchgeschnitten und ein tonnenförmig gebogenes Blech eingeschaltet, so erhält man trogartige Bleche, die Tonnenbleche genannt werden und ebenfalls auf vier Seiten aufliegen (IV. Kap.; Abs. IV). Wie bereits erwähnt, können hierzu auch Längs- und Querträger zweiter Ordnung unter Umständen erforderlich werden.

Die Fahrbahntafel ist, je nachdem es sich um eine Straßen- oder Eisenbahn-Brücke handelt, verschieden gestaltet. In neuerer Zeit wird die Fahrbahntafel zuweilen auch aus Eisenbeton hergestellt. Bei Straßenbrücken wird auf die Belageisen, bzw. Buckel- oder Tonnenbleche noch eine Fahrbahndecke, das ist Pflaster aus Holz oder Stein, Asphalt mit Unterbettung usw., aufgebracht. Bei Eisenbahnbrücken liegt zunächst in städtischen Gegenden der Schalldämpfung und der Wasserdichtigkeit der Fahrbahn wegen auf der Fahrbahntafel ein Kiesbett, in dem der Oberbau ruht.

Für gewöhnliche Fälle ruht das Gleis auf Querschwellen, welche mit einem Bohlenbelag abgedeckt sind.

5. Sonstige Verbände der Hauptlager.

Zur Aufnahme der auf jede Brücke wirkenden wagrechten Kräfte (Windkräfte, Bremskräfte, Fliehkräfte) sind wagrechte Verbände, Flachverbände, Flachträger, erforderlich, die als wagrecht liegende Träger wirken und auf den Pfeilern oder an den Enden des Tragwerkes gelagert sind. Da es sich hauptsächlich um Windkräfte handelt, spricht man von Windverbänden. Man ordnet je nach Bedarf einen oder zwei (unteren und oberen Windverband) Windverbände an. Die Windgurtungen sind häufig auch Gurtungen der Hauptträger und die Pfosten werden meist durch die Querträger gebildet, sodaß in Höhe der Fahrbahn, wenn nicht die Fahrbahntafel als die Wandfüllung der Windträger angesehen werden, nur Winddiagonalen erforderlich sind. Bei Anordnung von Buckelplatten, die den Windverband ersetzen, wird man also die Diagonalen, namentlich bei kleineren Brücken fortlassen können. In den Ebenen der Querträger werden ferner Querverbände angeordnet, welche die gegenseitige Lage der Hauptträger festhalten sollen. Sie dienen auch im besonderen dazu, ein Ausknicken der gedrückten Hauptträger-Gurte zu verhindern. Bei Hauptträgern unter der Fahrbahn können Querkreuze überall eingebaut werden. Liegen die Hauptträger über der Fahrbahn, dann ist die Durchfahrthöhe der Brücke frei zu halten und es können oft nur Querverbindungen eingebaut werden, die dann mit den

Hauptträgerpfosten zu steifen Rahmen zu verbinden sind, um die Eckmomente aufnehmen zu können. Ist eine obere Querverbindung aus Verkehrs- oder Schönheitsrücksichten unzulässig, so sind die Hauptträgerpfosten mit den Querträgern steif zu verbinden, wodurch man oben offene Rahmen (Halbrahmen) bzw. offene Brücken oder Trogbrücken erhält.

6. Die Lager.

Die Stützung der Hauptträger auf den Landpfeilern erfolgt mittels der Auflager, durch welche in erster Linie die Lasten auf den Unterbau abgegeben werden. Sie dienen infolge ihrer Ausbildung auch dazu, die aus statischen oder Wärmeeinflüssen sich ergebenden Längenänderungen des eisernen Tragwerkes zu ermöglichen, also die erforderliche Beweglichkeit des Ueberbaues gegen den Unterbau zu sichern. Da die Lager meist die gesamte Last zu übertragen haben und

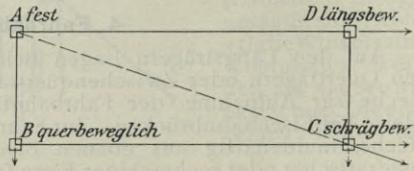


Abb. 35.

hierbei möglichst gedrungene Formen erfordern, so erleiden sie große Beanspruchungen und werden daher, wenigstens bei größeren Brücken, stets aus Stahlguß hergestellt. Die Lagerung der Hauptträger ist bei kleineren Brücken

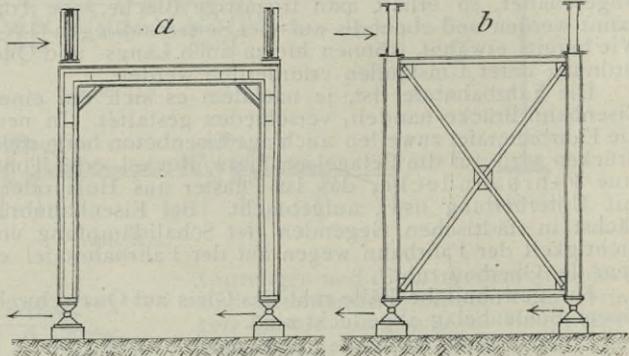


Abb. 36.

einfach. Es genügt hier meist ein festes und ein in Richtung der Brückenachse bewegliches Auflager. Bei kleinen Brücken, bis etwa 6 m Stützweite, macht man wohl auch beide Auflager fest, indem man die geringe Beweglichkeit der Trägerenden der Nachgiebigkeit der Auflagerpunkte und des Mauerwerks zumuten kann.

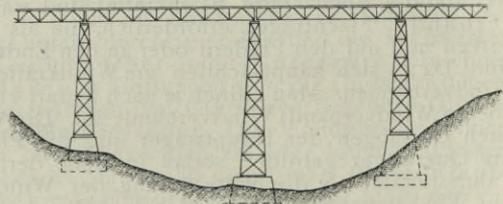


Abb. 38.

Bei schmalen Brücken genügen längsbewegliche Auflager, hingegen nicht bei sehr breiten Brücken. In diesem Falle ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Brücke an den Enden in der Querausdehnung nicht gehindert ist, da sonst die Auflager, bzw. das Mauerwerk weggeschoben oder zerstört werden könnten. Deshalb ist eine Anordnung der Bewegungsrichtung der Auflager nach Abb. 35 nötig, nach welcher sich die ganze Fahrbahnplatte ungehindert verschieben kann.

b. Eiserne Unterbauten.

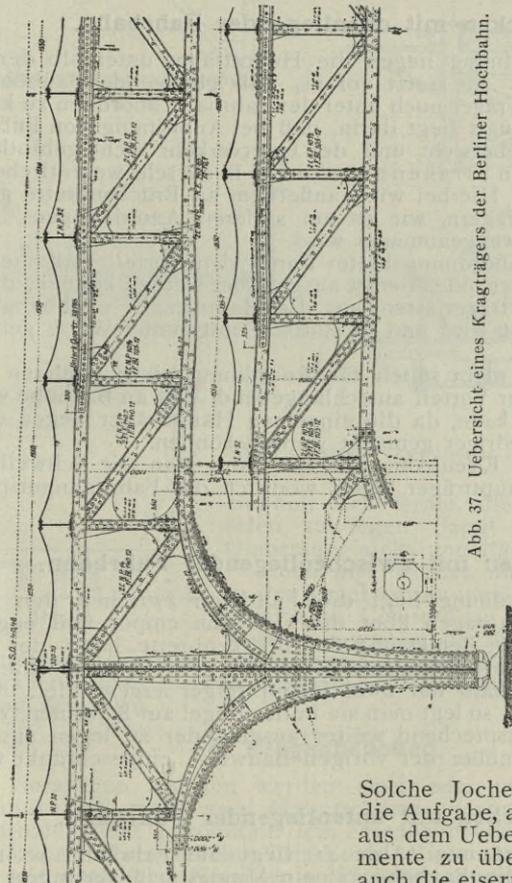
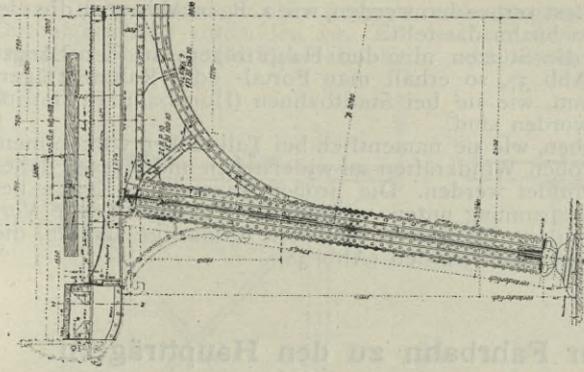


Abb. 37. Uebersicht eines Kragträgers der Berliner Hochbahn.

Bei Brücken mit mehr als einer Öffnung kommen als Zwischenstützen eiserne Unterbauten in Frage. Diese haben dann die Lasten der Hauptträger auf die Fundamente zu übertragen. Bei geringen Höhen, wie sie z. B. bei Unterführungen vorkommen, werden Säulen, häufig noch aus Gußeisen, verwendet, die in der Regel die Hauptträger gelenkig stützen und unten auf dem Fundament beweglich ruhen. Sie bilden dann sogenannte Pendelsäulen, die das bewegliche Auflager ersetzen. Man stellt jedoch in neuerer Zeit meist die Säulen und Stützen aus zusammengenieteten Walzprofilen her, da diese widerstandsfähiger sind und sich besser mit den anderen Bauteilen verbinden lassen. Je zwei Stützen werden oft in der Querrichtung der Hauptträger noch durch Kreuze bzw. steif angeschlossene Querriegel verbunden und bilden sogenannte Joche, die wieder beweglich als Pendeljoche ausgebildet sein können (Abb. 36b).

Solche Joche haben dann noch die Aufgabe, auch die Seitenkräfte aus dem Ueberbau in die Fundamente zu übertragen. Man kann auch die eisernen Stützen am Fun-

dament fest einspannen und oben die Hauptträger beweglich lagern. Die Stützen lassen sich einzeln herstellen, können aber auch paarweise als Halbrahmen wieder fest verbunden werden, wie z. B. in Abb. 36a, die ein Joch der Berliner Hochbahn darstellt.

Verbindet man die Stützen mit den Hauptträgern in der Längsrichtung steif nach Abb. 37, so erhält man Portal- oder Rahmenträger, auch Viadukte genannt, wie sie bei Stadtbahnen (Hochbahn in Berlin) vielfach ausgeführt worden sind.

Bei größeren Höhen, wie sie namentlich bei Talbrücken vorkommen, haben die Pfeiler großen Windkräften zu widerstehen und müssen daher sehr standfest ausgebildet werden. Die großen wagrechten Kräfte bedingen eine feste Einspannung unten, weshalb eine entsprechende Verbreiterung erforderlich ist. Hierdurch entstehen turmartige Bauten, die als Turmpfeiler bezeichnet werden (Abb. 38).

II. Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern.

a. Brücken mit obenliegender Fahrbahn.

Bei dieser Anordnung liegen die Hauptträger unterhalb der Fahrbahndecke (Abb. 39). Sie setzt voraus, daß genügende Bauhöhe vorhanden ist, um die Träger noch unter der Fahrbahn anordnen zu können. Ein Vorteil dieser Bauart liegt darin, daß bei Anordnung von Fußwegen auf Konsolen die Uebersicht und der Querverkehr nicht gehindert ist, was bei städtischen Straßenbrücken z. B. als sehr wesentlicher Vorteil angesehen wird. Hierbei wird außerdem an Brückenbreite gespart, da von den Hauptträgern, wie es bei anderen Anordnungen der Fall ist, keinerlei Raum weggenommen wird.

Eine derartige Anordnung bietet ferner den Vorteil, daß die Querträger als Gerberbalken oder derart ausgebildet werden können, daß die Verteilung der Querträgerlasten auf die Hauptträger unabhängig von ihren Durchbiegungen wird und in statisch bestimmter Weise genau ermittelt werden kann.

Ferner ist auch nicht selten für Anordnung einer größeren Reihe von Hauptträgern der Vorteil ausschlaggebend, daß an Bauhöhe wesentlich gespart werden kann, da die einzelnen Hauptträger wegen der geringen Belastung niedriger gemacht werden können.

Bei einleisigen Eisenbahn-Brücken kann man die Schwellen unmittelbar auf die Hauptträger legen, wodurch das Fahrbahngerippe gespart wird (Abb. 40).

b. Brücken mit zwischenliegender Fahrbahn.

Bei dieser Anordnung liegt die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, die letzteren ragen über die Fahrbahn empor und engen die Fahrbahn ein, was bei Bemessung der Brückenbreite, bzw. des Hauptträgerabstandes zu berücksichtigen ist (Abb. 41 a—c). Bei dieser Anordnung werden deshalb nur zwei Hauptträger angewendet. Werden Fußwege angeordnet, so legt man sie in der Regel auf Konsolen, da sonst die Hauptträger entsprechend weiter auseinander zu legen sind. Die Bauhöhe kann gegenüber der vorigen Bauweise eingeschränkt werden.

c. Brücken mit untenliegender Fahrbahn.

Bei dieser Anordnung (Abb. 42) liegt die Fahrbahn so tief wie möglich, wodurch die Bauhöhe auf ein Mindestmaß verringert werden

kann. Die Brückenbreite muß dann um den durch die Hauptträger beanspruchten Raum, vergrößert werden. Es ist hier Gelegenheit gegeben, die Hauptträger oben gegeneinander abzusteifen, falls genügende Durchfahrthöhe vorhanden ist. Ein Nachteil ist, daß der Querverkehr zwischen Fußweg und Fahrbahn mehr oder weniger gehindert ist. Es

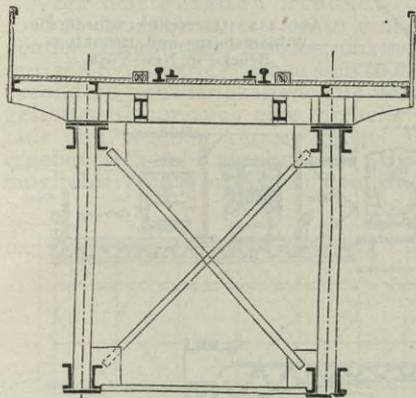


Abb. 39.

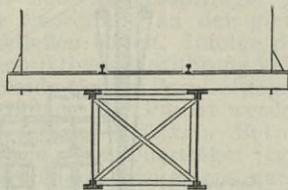


Abb. 40.

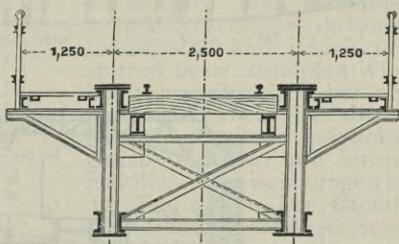


Abb. 41 a.

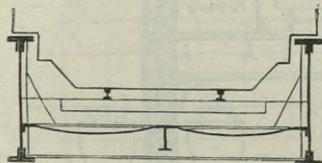


Abb. 41 b.

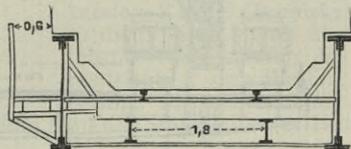


Abb. 41 c.

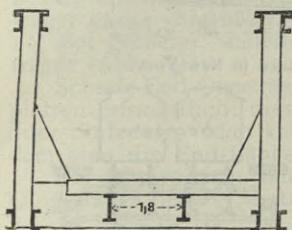


Abb. 42.

(Abb. 39—42 aus „Zentralblatt der Bauverwaltung“ 1905.)

empfiehlt sich ferner, die Fußwege auf Konsolen zu legen, damit die Stützweite der Querträger nicht unnötig vergrößert wird.

Auch hier werden nur zwei Hauptträger in der Regel Anwendung finden können, falls nicht eine Unterteilung der Fahrbahn stattfinden soll, wie bei der Brücke über den Rhein

bei Konstanz. Hier sind vier Hauptträger angeordnet, die gemeinsam eine Straßenbahn und zwei Eisenbahngleise tragen. Die Fußwege liegen auf Konsolen.

d. Etagenbrücken.

Bei derartigen Brücken werden zwei oder mehrere Fahrbahnen übereinander bei meist zwei Hauptträgern angeordnet (Abb. 43), die eine Fahrbahn dient gewöhnlich dem Eisenbahnverkehr, die andere dem Straßen- oder Fußwegverkehr. Der Vorteil dieser Anordnung ist hauptsächlich wirtschaftlicher Natur, da an Pfeilermauerwerk und Aufstellungs-

Kosten gespart wird. Dies kommt bei breiten Strömen und den damit verbundenen schwierigen Gründungen hauptsächlich in Betracht, deshalb ist diese Bauweise in Amerika besonders beliebt und in allergrößtem Maß-

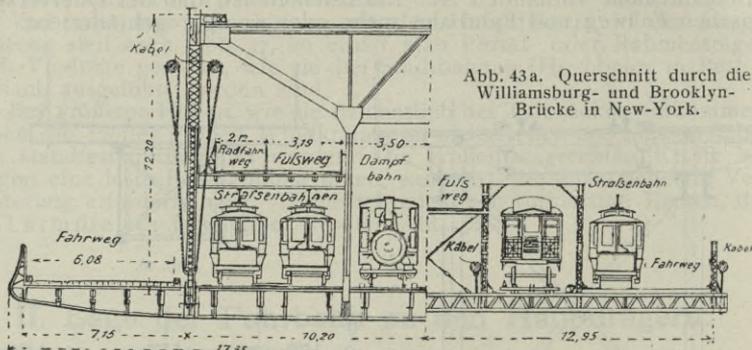


Abb. 43a. Querschnitt durch die Williamsburg- und Brooklyn-Brücke in New-York.

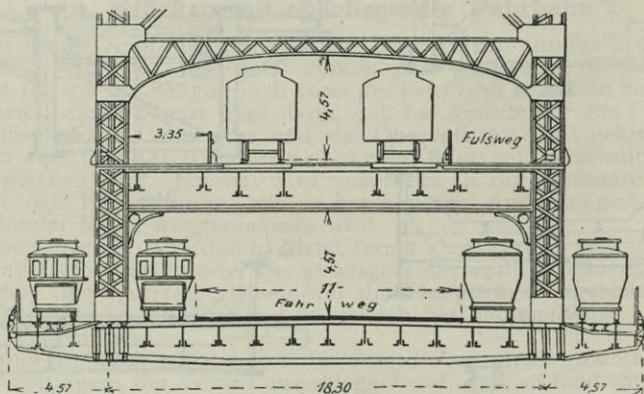


Abb. 43b. Querschnitt durch die Blackwells-Brücke in New-York.

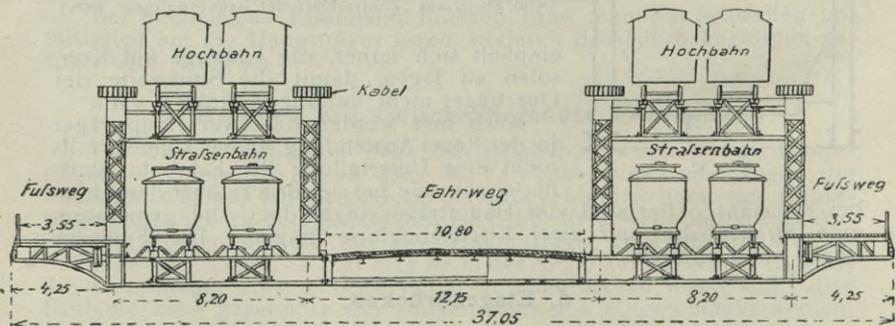


Abb. 43c. Querschnitt durch die Manhattan-Brücke in New-York

stab bei der Williamsburg- und Brooklyn-Brücke (Abb. 43a) angewendet, wie auch bei der Blackwells-Brücke (Abb. 43b) und der Manhattan-Brücke (Abb. 43c) in New-York neuerdings angewendet worden.

III. Verbindung des Ueberbaues mit dem Unterbau.

Je nachdem die Auflager der Hauptträger in den Ecken eines Rechtecks oder eines Rhombus liegen, unterscheidet man gerade und schiefe Brücken (Abb. 44 u. 45).

Bei den geraden Brücken decken sich die Hauptträger genau, so daß die Querträger sich in einfachster Anordnung an den gleichliegenden Hauptträger-Knotenpunkten anschließen lassen. Infolge der allseitigen Symmetrie ergeben sich in der konstruktiven Ausführung keinerlei besondere Schwierigkeiten. Die Windverbände werden Parallelträger und gestatten daher auch eine einfache Anordnung. Die Pfeiler werden gerade und ergeben kürzere Flügel als bei schiefen Brücken. Bei diesen ergeben sich sehr abweichende Anordnungen. Die Querträger legt man möglichst rechtwinkelig zu den Hauptträgern, um wenigstens auch die

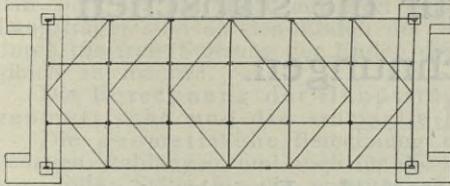


Abb. 44.

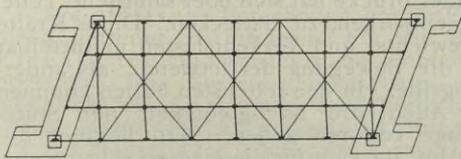


Abb. 45.

Längsträger rechtwinkelig zu den Querträgern anordnen zu können. Man vermeidet schiefe Anschlüsse, da diese teurer sind und wegen der spitzen bzw. stumpfen Winkel Schwierigkeiten bei der Nietung ergeben. Die Mittelfelder macht man möglichst gleich und legt die unvermeidlichen Abweichungen in die Endfelder. Die Grundrißanordnung muß so sein, daß alle senkrecht zur Brückenachse (Wind, Fliehkraft), als auch in ihr wirkenden Kräfte (Bremskräfte) in die Pfeiler sicher übergeführt werden können. Ist die Schiefigkeit der Pfeiler nur gering, so ordnet man am

besten einen geraden Ueberbau an, indem man die Stützweite der Hauptträger etwas vergrößert.

Bei größerer Schiefigkeit empfehlen sich zuweilen schiefe End-Querträger (Abb. 45).

Schiefe End-Querträger sind insbesondere bei Anordnung von Buckelplatten erforderlich; diese werden dann in den Endfeldern trapezförmig oder dreieckig. Man kann auch schiefe End-Querträger vermeiden, indem man die End-Längsträger für sich auf den Pfeilern auflagert.

Bei sehr spitzem Winkel erfordert die Auflagerung der Haupt- und Längsträger bzw. Querträger besondere Sorgfalt.¹⁾

¹⁾ Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 498 und 1907, S. 233.

II. Kapitel.

Grundlagen für die statischen Berechnungen.

I. Einleitung über statische Berechnungen.

Die statische Berechnung einer Brücke hat sich über sämtliche Teile, auf welche nennenswerte Kräfte einwirken, zu erstrecken. Diese Kräfte können sowohl aus den Eigengewichts- und Verkehrslasten unmittelbar hervorgerufen sein oder durch die Bewegung der letzteren, als anderseits durch Wärme- und Windangriffe. In den seltensten Fällen kommen noch Schneelasten in Frage. Auch die Nachgiebigkeit der Stützpunkte darf nicht aus dem Auge verloren gehen. Man beginnt die Berechnung stets mit der Fahrbahn, da sich für diese zuerst schrittweise die Eigengewichtslasten bestimmen lassen. Zunächst wird die Fahrbahntafel berechnet. Belageisen, Schwellen und Buckelplatten brauchen in der Regel nicht berechnet zu werden, falls ausgeführte Vorbilder zu Grunde gelegt werden. Hierauf werden die Längsträger, dann die Querträger berechnet. Im allgemeinen hält man bei der Berechnung die Reihenfolge ein, wie die Lasten von einem Bauteil auf den anderen übertragen werden. Die Berechnung der Fahrbahn kann sich bei größeren Straßenbrücken sehr umfangreich gestalten, da meist für jeden Träger eine Reihe von Belastungsfällen zu untersuchen ist und es sich um Einzellasten (Radlasten) verschiedener Art handelt.

Vielfach ist noch eine Vergleichsberechnung für verschiedene Fahrbahn-Anordnungen aufzustellen, um zu untersuchen, welche Bauweise die wirtschaftlich günstigste ist in bezug auf Eisenbedarf und auf Eigengewicht namentlich bei großen Straßenbrücken. Die Berechnung erstreckt sich auf die Berechnung der inneren Kräfte (Momente, Stabkräfte) und die Querschnittsbestimmung. Handelt es sich um Eisenbahnbrücken, so vereinfacht sich die Berechnung der Fahrbahn sehr durch Benutzung der „Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf den preußischen Staatseisenbahnen“¹⁾ und der „Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Ueberbau“.²⁾

Die erstgenannten Vorschriften enthalten außer den Angaben allgemeiner Art über bauliche Anordnungen, Belastung und zulässige Beanspruchungen noch Zahlentafeln, aus denen sich für den preußischen

¹⁾ Bearbeitet von Dircksen, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1903.

²⁾ Bearbeitet von Dircksen, Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn. 1908.

Lastenzug die größten Momente und Querkräfte ohne weiteres entnehmen lassen. Auch Tabellen zur Bestimmung der Tragfähigkeit der Niete sind enthalten.

Die Hilfswerte enthalten Zahlentafeln für Nietberechnungen, ferner zur Bestimmung der Längs- und Querträger für verschiedene, aber übliche Brückenbreiten (Hauptträgerabstände) und für verschiedene Fahrbahnarten. Wertvolle Hilfsmittel bilden auch die Angaben über Bauhöhen von Brücken und die Eigengewichts-Angaben.

Die Querschnittsbestimmung gestaltet sich, wenn noch vollwandige Profile ausreichen, einfach, da die Querschnitte für die erforderlichen Widerstandsmomente aus Tabellen¹⁾ entnommen werden können.

Die Fahrbahnträger werden fast immer als Balken auf zwei Stützen berechnet, indem die infolge der Anschlüsse stets vorhandene Einspannung zu Gunsten der Sicherheit vernachlässigt wird. Nur die Belageisen werden als durchlaufend berechnet, wobei angenommen werden kann, daß sich ein Raddruck auf zwei Belageisen verteilt; die stützenden Längsträger sind an den Enden der Belageisen näher zu rücken, um durch die freie Stützung der Enden die Größtmomente in den Feldern gleich zu machen.

Die Berechnung der Hauptträger umfaßt im allgemeinen die geometrische und die statische Berechnung.

Die geometrische Berechnung dient bei Stabwerken dazu, die genauen Stablängen, und auch für die statische Berechnung die Hebelarme oder Stäbe für die entsprechenden Schnittpunkte usw. zu bestimmen. Die genauen Stablängen (auf mm) sind auch für die Werkstattarbeiten erforderlich.

Die statische Berechnung hat für Eigengewicht und Verkehrslasten meist getrennt zu erfolgen. Für die Bestimmung der Kräfte infolge Eigenlasten sind zunächst die Knotenlasten infolge Eigengewicht zu ermitteln. Das Gewicht der Fahrbahn, dessen statische Berechnung gewöhnlich vor Berechnung der Hauptträger vorliegt, kann auf Grund dieser genau ermittelt werden, die übrigen Eigengewichte, insbesondere die der Hauptträger, können nach ausgeführten Mustern genau genug geschätzt werden. Sind die Knotenlasten bestimmt, so können die Momente, Querkräfte, Stabkräfte infolge Eigenlast leicht ermittelt werden, falls es sich um einen einfachen Balken handelt. Für einen Fachwerkbalken empfiehlt sich zur Ermittlung der Spannkkräfte infolge Eigenlast ein Cremona'scher Kräfteplan. Bei statisch unbestimmten Systemen sind die Eigengewichtskräfte zugleich mit den Kräften infolge Verkehrslast auf später noch zu erörternder Weise zu bestimmen.

Die Verkehrslasten sind entweder gleichmäßige bewegliche Lasten, die bei Straßenbrücken als Knotenlasten auf die Hauptträger wirken oder bewegliche Einzellasten, die insbesondere bei Eisenbahnbrücken durch den Lastenzug dargestellt werden. Die beweglichen Lasten sind in ihren ungünstigsten Stellungen zu gruppieren und hierfür die statischen Größen zu ermitteln.

Die Bestimmung der Momente für eine bewegliche Gruppe von Einzellasten erfolgt am besten auf zeichnerischem Wege (vergl. Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. I), sofern nicht der preußische Lastenzug vorliegt, für welchen sie sich aus den genannten Vorschriften unmittelbar entnehmen lassen. Die Querkräfte, die für Blechträger zur Bestimmung der Nietteilung nötig sind, ergeben sich für eine Schaar beweglicher Einzellasten am einfachsten mittels des A-Polygons (vergl. Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. I), bezw. für den preußischen Lastenzug aus den Vorschriften.

Für den Fachwerkbalken ergeben sich die Gurtungen aus den Mo-

¹⁾ Zu empfehlen sind die Tabellen von Böhm & John, Verlag von Jul. Springer, und Zimmermann, Verlag von Wilh. Ernst & Sohn in Berlin.

menten für die einzelnen Knotenpunkte und zwar für Vollbelastung, während sich die Füllungsglieder (Schrägen und Pfosten) mittels des A-Polygons oder nach dem Culmann'schen Verfahren (vergl. Müller-Breslau, Graph. Statik, Bd. I) leicht bestimmen lassen.

Verwickelter gestaltet sich die Berechnung der statisch unbestimmten Hauptträger. Bei diesen bestimmt man zunächst allgemein den Einfluß einer wandernden Last 1 auf die zu ermittelnde statische Größe in Form von Einflußlinien bezw. -flächen. Durch Belastung dieser Einflußflächen mit den Eigengewichts-Knotenlasten und Verkehrslasten und Ausmittlung derselben erhält man die Momente, Spannkkräfte usw. infolge Eigen- und Verkehrslast. Die Theorie der statisch unbestimmten Systeme, die hierbei zur Anwendung gelangt, ist in Müller-Breslau, Graph. Statik, Bd. II, 1. und 2. Abteilung enthalten und eine weitere Erörterung hier mit Rücksicht auf den Zweck des Handbuchs ausgeschlossen. Allgemein handelt es sich bei den statisch unbestimmten Systemen zunächst immer darum, die statisch unbestimmten Größen zu bestimmen, was nur unter Berücksichtigung der Formänderung der Hauptträger möglich ist. Dies geschieht auf die Weise, daß die sogenannten Elastizitätsgleichungen aufgestellt werden und zwar so vieler, als statisch nicht bestimmbarer Größen vorhanden sind. Die Lösung der Elastizitätsgleichungen, falls solcher zwei oder mehrere vorhanden sind, erfolgt am einfachsten mittels Determinanten (vergl. Hütte III, Seite 290, 20. Auflage).

Außer den Hauptträgern, die alle lotrechten Kräfte aufzunehmen haben, sind noch die Windträger, bezw. Windverbände zu berechnen, die allen wagrechten Kräften widerstehen müssen. Außer den Windkräften sollen die Windverbände auch noch andere wagrechte Kräfte, wie Fliehkräfte usw. aufnehmen und gegebenenfalls noch das Ausknicken der Hauptträgergurte verhindern. Die Windverbände werden, wenn sie zwischen gekrümmten Hauptträgergurten liegen, meist als ebene Träger berechnet, indem sie in die Ebene ausgestreckt gedacht werden und dementsprechend eine vergrößerte Stützweite erhalten. Auch die Windträger können statisch bestimmte und statisch unbestimmte Träger darstellen, im letzteren Falle z. B. bei den durchlaufenden Trägern. Man rechnet sie aber häufig als statisch bestimmt, z. B. im letzteren Falle, indem man sie als Einzelträger von Stütze zu Stütze annimmt.

Außer den Windverbänden sind die Querverbände, bezw. Querrahmen zu untersuchen, eine Berechnung, die sich bei größeren Brücken schwierig und zeitraubend gestalten kann. Den Schluß der statischen Berechnungen bildet die Berechnung der Auflager und etwaiger Gelenke, die keine besonderen Schwierigkeiten bietet, da sie in der Regel nach Formeln erfolgt, die aus der Erfahrung und aus Versuchen abgeleitet sind und sich für die meisten Fälle der Praxis anwenden lassen.

Außer den statischen Berechnungen, die das Ziel verfolgen, die erforderlichen Querschnitte der Bauteile zu bestimmen, sind häufig noch umfangreiche Berechnungen während Aufstellung der Eisenkonstruktion und nach Vollendung derselben nötig. Zu diesen gehören hauptsächlich die Bestimmung der Durchbiegung der Hauptträger, um den Nachweis zu erbringen, daß die auf Grund der gewählten Querschnitte berechneten Durchbiegungen mit den bei einer Belastungsprobe gemessenen gut übereinstimmen.

Es wird deshalb eine künstliche Belastung (durch Lokomotive, Sand oder Eisen) hergestellt, die der statischen Berechnung bezüglich der ungünstigsten Belastung entspricht. Für diese Belastung werden die Durchbiegungen berechnet.

Weitere Angaben über statische Berechnungen finden sich in den nachfolgenden Kapiteln.

In der nachstehenden Literaturübersicht sind die hervorragendsten Quellen zum Studium der in Betracht kommenden theoretischen Fragen angegeben.

Literaturübersicht.

- L. Tetmajer: Die äußeren und inneren Kräfte der statisch bestimmten Brücken- und Dachkonstruktionen. Zürich 1875.
- Ritter: Lehrbuch der Ingenieurmechanik (3. Aufl.). Leipzig 1899.
- Müller-Breslau: Graphische Statik der Baukonstruktionen. Bd. I.
" " " " " " " Bd. II, 1.
" " " " " " " Bd. II, 2.
- " " Neuere Methoden der Festigkeitslehre.
- " " Beiträge zur Theorie der Windverbreitungen. Zeitschr. f. Bauw. 1904 u. 05.
- " " Bestimmung der Belastungsgleichwerte für gerade Straßenbrücken. Zeitschr. f. Bauw. 1893.
- Winkler: Ueber die Belastungsgleichwerte der Brücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1884. S. 460 u. f.
- G. Chr. Mehrrens. Vorlesungen über Statik der Baukonstruktionen. Leipzig 1903.
- Englische Vorschläge über die anzunehmende Größe des Winddruckes. Zentralbl. d. Bauverw. 1881. S. 211.
- Winddruck auf Eisenbau-Konstruktionen. Wochenschrift des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1881. S. 218.
- Am Ende: Ueber die Wahl des Koeffizienten für Winddruck. Zentralbl. d. Bauverw. 1881. S. 259.
- v. Loessl: Studie über aerodynamische Grundformeln an der Hand von Experimenten. Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1881. S. 103—131.
- Kinzer: Wirkungen des Sturmwindes auf Eisenbahnzüge. Zentralbl. d. Bauverw. 1884. S. 545.
- Huth: Inanspruchnahme eiserner Eisenbahnbrücken durch das Bremsen der Züge. Deutsche Bauzeitung 1885.
- Verordnungen des österr. Handelsministeriums v. 15. Sept. 1887. Reichsgesetzblatt 1887. S. 413.
- Vorschriften für die Berechnung der Brücken mit eisernem Ueberbau auf preußischen Staatsbahnen. Herausgegeben vom königl. preußischen Ministerium der öffentl. Arbeiten. Zentralbl. d. Bauverw. 1895. S. 485. 1903. S. 301.
- Dircksen: Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Ueberbau. Als Ergänzung zu den preußischen Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau. 1908.
- Engesser: Eigengewicht von Straßenbrücken. Zeitschr. für Baukunde 1881. S. 63.
- v. Borries: Eigengewicht von Eisenbahnbrücken. Zentralbl. d. Bauverw. 1897.
- Schubert: " " " " " " " 1903.
- Dircksen: " " " " " " " 1904.
- Weyrauch: Festigkeits- und Dimensionsberechnung von Eisen- und Stahlkonstruktionen mit Rücksicht auf die neueren Versuche. 1876.
- Winkler: Wahl der zulässigen Inanspruchnahmen für Eisenkonstruktionen. Wien 1877.
- Zeitschr. d. österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1877.
- Mohr: Ueber die Verwertung der Wöhlerschen Versuche für die Dimensionierung der Eisenkonstruktionen, insbesondere der eisernen Brücken. Zivil-Ingenieur 1881. Heft I.
- v. Willmann: Beitrag zur Bestimmung der zuverlässigen Spannung und der Querschnitte für Eisenkonstruktionen. Deutsche Bauzeitung 1881. S. 334.
- Loewe: Zur Frage der zulässigen Inanspruchnahme. Wochenblatt für Baukunde 1885. S. 148.
- Laissle u. Schüler: Zur Bestimmung der Festigkeitskoeffizienten für Eisenbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1885.
- Krohn: Ueber Dimensionierung von Eisenkonstruktionen und über Wertziffern. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1885.
- Landsberg: Ueber die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen. Zentralbl. d. Bauverw. 1885.
- Häselner: Ueber die zulässige Inanspruchnahme bei der Berechnung eiserner Brücken. Deutsche Bauzeitung 1886.
- Tetmajer: Formeln für die zulässige Inanspruchnahme auf Grund der Versuche von Bauschinger. Schweiz. Bauztg. 1886, S. 141; 1887, S. 75; Zentralbl. d. Bauverw. 1886. S. 517 u. 1887, S. 144.
- Landsberg: Ueber die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen für Beanspruchungen, welche zwischen Zug und Druck wechseln. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1888. S. 575.
- F. Heinzerling: Die Brücken der Gegenwart. Leipzig 1870.
- Müller: Die europäischen Kriegsbrückensysteme, nach den verlässlichsten Quellen bearbeitet. Wien 1874.
- Winkler: Vorträge über Brückenbau. Theorie der Brücken. I. Heft. 3. Aufl. 1886. II. Heft. 2. Aufl. 1891. Eisenne Brücken. IV. Heft. Querkonstruktionen. 2. Aufl. 1884.
- G. Chr. Mehrrens: Vorlesungen über Brückenbau. (Erscheint seit 1909 in neuer Auflage.)
- Engesser: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Fachwerkbrücken. 1892.
- Häselner: Die eisernen Brücken. Braunschweig 1897.
- G. Chr. Mehrrens: Der deutsche Brückenbau im XIX. Jahrhundert. Berlin 1900.
- L. Vianello: Der Eisenbau. 1905.
- G. Schaper: Eisenne Brücken. 1908.

II. Eigengewichte, Belastungen und sonstige angreifende Kräfte.

a. Allgemeines.

Die Belastung der Brücken besteht im allgemeinen aus ruhenden oder ständigen Lasten und beweglichen oder veränderlichen Lasten: Zu den ruhenden Lasten gehören die Eigengewichtslasten des Tragwerkes selbst und der Fahrbahn, also die gesamte Eisenlast. Dazu treten bei Eisenbahnbrücken: Bettung, Schwellen, Schienen, Geländer usw., bei Straßenbrücken: Pflaster, Unterbettung, Buckelplatten oder Belagereisen, Geländer usw. Die Gewichte der Fahrbahn samt Zubehör und das Gewicht der Hauptträger können nach ausgeführten Vorbildern geschätzt oder nach Erfahrungsregeln berechnet werden. (Siehe später.)

Zu den beweglichen oder veränderlichen Lasten gehören die Verkehrs- und Windangriffslasten, insbesondere der Winddruck auf die beweglichen Lasten, bei Eisenbahnbrücken die Seitenstöße und Fliehkräfte der Fahrzeuge, sowie die beim Bremsen hervorgerufenen äußeren Kräfte. Bei Straßenbrücken pflegt man von ebengenannten Wirkungen wegen des geringen Gewichtes der Fahrzeuge im Vergleiche zum hohen Eigengewicht der Brücke, sowie infolge der geringen in Frage kommenden Geschwindigkeiten abzusehen. Als besondere Wirkungen werden die Schwingungen der Träger und die Stöße der Fahrzeuge zu berücksichtigen sein. Hierher gehören auch die Wärmeänderungen der Eisenteile, die nicht unbeträchtliche Beanspruchungen des Eisens hervorbringen können. Es handelt sich sowohl um gleichmäßige Erwärmung des ganzen Eisenwerkes, die bei statisch unbestimmten Systemen innere Spannungen hervorruft und um ungleichmäßige Erwärmung z. B. bei Straßenbrücken mit Pflasterung, unter der ein Teil der Eisenkonstruktion vor Sonnenbestrahlung beträchtlich geschützt ist.

b. Eigengewichte.

1. Eigengewichte von Eisenbahnbrücken.

Ueber Eigengewichte eingleisiger eiserner Balkenbrücken hat neuerdings Fr. Dircksen auf Grund von Entwürfen für die preußischen Staatsbahnen in höchst verdienstvoller Weise Formeln aufgestellt, welche eine Ermittlung des Eigengewichtes auf 10% hinreichend genau gestatten. Den betreffenden Arbeiten¹⁾ entnehmen wir die folgenden Erörterungen und Angaben: Es hatten schon v. Borries²⁾ und Schubert³⁾ Formeln gefunden, die jedoch ihren Wert deshalb verloren haben, weil die Formeln teils für die neuen ungünstigeren Belastungsvorschriften nicht mehr gültig sind und teils, auf Grund der Nachprüfung von Entwürfen nach den neuen Belastungsvorschriften, zu hohe Eigengewichte ergeben. Das letztere gilt namentlich von den Schubert'schen Formeln.

1. Bei der Bestimmung der Eigengewichte hat Dircksen vorausgesetzt, daß die Auflager der Brücken rechtwinkelig gegenüberliegen, daß die Bauhöhe nicht beschränkt ist und daß die Gleise in der Geraden liegen. In der gebräuchlichen Form $A + BL$ wird das Glied A vom Fahrbahngewicht beeinflusst, während die Größe B von der Trägerform abhängig ist. L ist die Stützweite in m . Nachstehend sind die Ergebnisse für verschiedene Fahrbahnanordnungen und verschiedene Brückenbreiten aufgeführt:

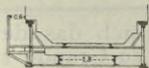
¹⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1904, S. 33, u. Dircksen, Hilfswerte, S. 38.

²⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1897, S. 156.

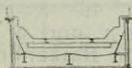
³⁾ Zentralbl. d. Bauverw. 1903, S. 172.

Zahlentafel der Eisengewichte für Hauptträger eingleisiger Eisenbahnbrücken der preußischen Staatsbahn für Veranschlagungen.

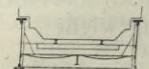
Bauart der Brücke	Eisen-Gewicht in kg für das Meter
1. Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung, Stützweite 10—25 m	240 + 54 L.
2. Blechträger mit versenkter Fahr- bahn und einem seitlichen Fußweg, Stützweite 10—25 m. Abbildung 46 a	3 m Hauptträgerabstand 650 + 44 L.
	3,3 m „ 700 + 44 L.
	3,7 m „ 790 + 44 L.
3. Blechträger mit durchgehendem Kiesbett, Stützweite 10 - 25 m . .	Fahrbahn nach Abb. 46 b Abb. 46 c
	Hauptträgerabstand 3,3 m 940 + 49 L. 1040 + 49 L. „ 3,7 m 1110 + 49 L. 1210 + 49 L.
4. Blechträger mit durchgehendem Kiesbett und zwei Mittelstützen. Gesamte Stützweite 18 - 26 m . . .	1360 + 22 L.
	Genauer nach Formel 3 für die drei Stützweiten getrennt, dazu 3 t für 4 flußeiserne Säulen oder 6 t „ 4 gußeiserne „
5. Blechträger mit durchgehendem Kiesbett über den Hauptträgern. Stützweite 10—20 m	160 + 24 L. für 1 m Brückenbreite
6. Fachwerkträger, Fahrbahn oben . Abbildung 47 a u. b	2,5 m Hauptträgerabstand 1030 + 27 L.
	3,5 m „ 1120 + 27 L.
7. Fachwerkträger, Fahrbahn versenkt Abbildung 47 c	20—40 m { 4,8 m Hauptträgerabstand 1140 + 27 L.
	{ 4,9 m „ 1165 + 27 L.
	{ 5,0 m „ 1210 + 27 L.
	40—80 m { 4,8 m „ 1280 + 27 L.
	{ 4,9 m „ 1305 + 27 L.
	{ 5,0 m „ 1350 + 27 L.



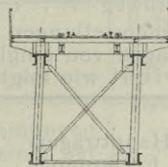
46 a



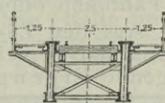
46 c



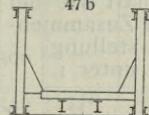
46 b

Abb. 46 a—c
Blechträger.

47 a



47 b



47 c

Querschnitte eingleisiger Eisenbahnbrücken.

Abb. 47 a—c Fachwerk-
träger.

Bei anderen Voraussetzungen muß das berechnete Gewicht entsprechend erhöht werden.

Der Einfluß einer sehr beschränkten Bauhöhe beträgt bis 20%, und der Einfluß einer schrägen Anordnung der Brücke bis 15% des Fahrbahn-Gewichtes. Der Einfluß der Lage des Gleises in einer Krümmung erhöht sowohl Fahrbahn- wie Hauptträgergewicht. Bei Krümmungen über 300 m Halbmesser und Stützweiten bis 40 m wird jedoch die Erhöhung des Gesamtgewichtes 12% kaum übersteigen.

2. Das Gewicht der Fahrbahntafel bei Brücken ohne Durchführung der Bettung setzt sich aus dem Gewicht der Schwellen, des Bohlenbelages und der Schienen nebst Befestigungsmitteln zusammen. Wenn nun auch die Schwellenteile bei Brücken mit versenkter Fahrbahn je nach der Feldweite innerhalb des Höchstmaßes von 0,65 m wechselt, so können doch ohne nennenswerte Fehler die nachstehend angegebenen mittleren Werte benutzt werden. Der Bestimmung der Gewichte ist ein Bohlenbelag von 5 cm Stärke und 20/26 cm starke Schwellen zu Grunde gelegt, bei den Blechträgern mit 2 m Abstand Schwellen von 24/30 cm. Bei den Brücken mit

Fahrbahn oben beträgt die Schwellenlänge 3,8 m, die Geländerentfernung 4,4 m. Die Länge der Schwellen bei den übrigen Anordnungen beträgt 2,8 bis 4,1 m je nach der Brückenbreite; als Einheitsgewicht des Holzes ist 1 gesetzt. Bei den Blechträgerbrücken von 3,7, 3,3 und 3 m Breite ist auf einer Seite ein Fußweg von 0,8 bis 1 m Breite mit Bedielung auf 15/15 cm starken Langhölzern angenommen. Der Berechnung des Schienen-Gewichtes ist die Oberbauform 8 (s. Taschenbuch d. Hütte, Bd. II, Eisenbahnoberbau) zu Grunde gelegt. Unter den vorstehend angegebenen Verhältnissen ergeben sich nachfolgend zusammengesetzte Gewichte der Fahrbahntafel für das Meter, zu denen noch bei Krümmungen unter 500 m und bei größeren Brücken mit Fahrbahn oben das Gewicht der Leitschienen mit 150 kg/m tritt.

Bauart der Brücke	Hauptträger-Abstand m	Gewicht der Fahrbahntafel in kg für das Meter Brücke
1. Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung	1,8	640
	2,0	775
	3,0	595
2. Blechträger m. versenkter Fahrbahn und einem seitlichen Fußweg	3,3	630
	3,7	660
3. Blechträger mit durchgehendem Kiesbett von 10 bis 25 m Stützweite	3,3	670
	3,7	840
	3,3	770
	3,7	940
4. Fachwerkträger mit obenliegender Fahrbahn	2,5	500
	3,5	550
5. Fachwerkträger mit versenkter Fahrbahn ohne Fußweg	4,8—5	680

Aus den Zusammenstellungen unter 1. und 2. ergibt sich das den statischen Berechnungen von eingleisigen Balkenbrücken zu Grunde zu legende Eigengewicht wie folgt:

Bauart wie bei der Zusammenstellung unter 1.	Hauptträger-Entfernung	Gesamtes Eigengewicht in kg für das m
1.	1,8	880 + 54 L.
	2,0	1015 + 54 L.
2.	3,0	1245 + 44 L.
	3,3	1330 + 44 L.
3.	3,7	1450 + 44 L.
	3,3	3780 + 49 L.
4.	3,7	4370 + 49 L.
	3,3	3720 + 49 L.
5.	3,7	4030 + 49 L.
	wie bei 3	wie bei 3.
6.	für 1 m Brückenbreite	1080 + 24 L.
	2,5	1580 + 27 L.
7.	3,5	1670 + 27 L.
	4,8	1820 + 27 L.
7.	4,9	1845 + 27 L.
	5,0	1890 + 27 L.
7.	4,8	1960 + 27 L.
	4,9	1985 + 27 L.
7.	5,0	2030 + 27 L.

Die Fahrbahngewichte für das Meter bei verschiedenen Hauptträgerabständen sind nachstehend angegeben.

Hauptträger-Abstand	Gewicht der Fahrbahn in kg für das Meter Brücke
3,0 m	380
3,3	430
3,7	520
4,8	600
4,9	625
5,0	670
2,5	490
3,5	580
3,3	670 nach Abb. 46b
	770 " " "
	840 " " "
3,7	940 " " 46c

Dirksen weist darauf hin, daß die Steghöhe vollwandiger Hauptträger vielfach selbst bei nicht beschränkter Bauhöhe zu nur $\frac{1}{11}$ bis $\frac{1}{12}$ der Stützweite bemessen wird, wodurch das Gewicht der Hauptträger unnötig vermehrt wird. Falls es die zur Verfügung stehende Bauhöhe gestattet, und soweit sich nicht zu schwache, gegen seitliches Ausknicken nicht genügend sichere Gurtquerschnitte ergeben, soll für die Stegbleche vollwandiger Hauptträger eine Höhe von etwa $\frac{1}{9}$ der Stützweite erstrebt werden.

In Ergänzung vorstehender Angaben von Dirksen für eingleisige Brücken der preuß. Staatsbahnen seien nachstehende, dem „Deutschen Baukalendar“, Teil II, entnommenen, überschlägliche Gewichts-Uebersichten von ein- und zweigleisigen Eisenbahnbrücken mitgeteilt.

Das Gewicht der Fahrbahn für Eisenbahnbrücken setzt sich zusammen wie folgt:

für leichte Bahn	Bahn oben		Bahn unten	
	1-gl.	2-gl.	1-gl.	2-gl.
Oberbau (Schienen, Schwellen usw.)	190	380	190	380
Leitschienen (vorgeschrieben bei Krümmungen unter 500 m Halbm. und im allgemeinen bei Bahn oben)	150	300	—	—
Bahngerippe, einschl. Versteifungen, Windverband usw.	225	1440	770	2060
Bohlenbelag	180	320	180	320
Geländer	70	70	70	70
Gesamtgewicht in kg,m	815	2510	1210	2830

für schwere Bahn (Kiesbett auf Buckelplatten)	Bahn oben		Bahn unten	
	1-gl.	2-gl.	1-gl.	2-gl.
Oberbau und gegebenenfalls Leitschienen	340	680	190	380
Bahngerippe mit Buckelplatten und Querversteifungen	660	1810	790	2210
Schotter	1730	3620	1730	3890
Deckung der Fußwege	160	160	160	160
Geländer	70	70	70	70
Gesamtgewicht in kg,m	2960	6340	2940	6710
Breite des Kiesbettes	3,20 m	6,70 m	3,20 m	7,20 m

Ist die Breite von der hier angenommenen verschieden, so rechne man 700 kg/m für 1 m als Unterschied.

Der hier angenommene Oberbau für Hauptbahnen ist der schwerste; der leichteste wiegt etwa 160 kg/m für jedes Gleis.

Für vollspurige Nebenbahnen rechnet man für den Oberbau etwa 150 kg/m für jedes Gleis, für das Bahngerippe etwa 10 % weniger, als in der Tabelle angegeben.

Für schmalspurige Bahnen kann man diese Gewichte auf $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ ermäßigen, je nachdem die Spurweite 1 m oder 0,75 m beträgt.

Das Gewicht der vollwandigen Hauptträger, bei einer Höhe von $\frac{L}{10}$ für eingleisige und $\frac{L}{8}$ für zweigleisige Brücken, einschließlich

Stoßdeckungen usw. beträgt:

für leichte	Bahn oben,	eingleisig	33	$(L + 4)$	kg m
"	"	unten,	34	$(L + 3)$	"
"	"	zweigleisig	44	$(L + 6)$	"
"	schwere	eingleisig	40	$(L + 3)$	"
"	"	zweigleisig	54	$(L + 4)$	"

für Gitterträger (Parallelträger) kann man rechnen:

$$\text{für leichte Bahn } 0,5 + \frac{B}{91 - 50 \frac{L}{h}} \text{ t/m}$$

$$\text{für schwere Bahn } 0,5 + \frac{B}{195 - 8 \frac{L}{h}} \text{ t/m.}$$

Hier bedeuten: B das Gewicht der Fahrbahn in t/m, L und h die Spannweite und die Höhe des Trägers in m.

Für Parabel-, Schwedler- und Pauliträger ist das Gewicht um etwa 15 % kleiner; für Halbparabelträger mit der Höhe h_0 am Ende, h in der Mitte, multipliziere man das ermittelte Gewicht mit $0,85 h + 0,15 h_0$.

Trapezträger werden um rd. 7 % leichter als Parallelträger.

Durchlaufende Träger mit oder ohne Gelenke sind ungefähr um 15 % leichter als getrennte Parallelträger.

Für Nebenbahnen gibt das Handbuch der Ingenieurwissenschaften, 2. Teil, 3. Band, Seite 8, IV. Aufl., folgende Formeln zur Berechnung des Gewichtes der Hauptträger:

1. Normalspurige Lokalbahnen, auf welche die Lokomotiven der Hauptbahnen nicht übergehen.

Als Mittelwert für Brücken von 10 bis 50 m Stützweite:

- a) Fahrbahn: Holzquerschwellen auf den Hauptträgern $g = 292 + 31 L$ kg/m
 b) Fahrbahn zwischen den Hauptträgern, auf Quer- und Längsträgern, ohne Bettung $g = 462 + 32 L$ "

2. Schmalspurige Lokalbahnen. Spurweite 1 m.

- a) Fahrbahn: Holzquerschwellen auf den Hauptträgern $g = 305 + 26 L$ "
 b) Fahrbahn wie unter 1 b. $g = 425 + 27 L$ "

Große Unterschiede in den Eigengewichten der verschiedenen Brückenarten finden nicht statt; so z. B. fallen Bogenbrücken mit aufgehobenem Schub, obgleich Bogenträger für sich allein leichter sind als Balkenträger von gleicher Spannweite, nahezu ebenso schwer aus, wie Balkenbrücken.

2. Eigengewichte von Straßenbrücken.

Das Eigengewicht der Straßenbrücken setzt sich wieder aus dem der Fahrbahn samt Fußweg und der Hauptträger usw. zusammen. Das Gewicht der Fahrbahn wird am besten unmittelbar berechnet, während das

der Hauptträger nach ähnlichen Beispielen zu schätzen ist, wenn man nicht vorzieht, die Hauptträger überschläglich zu berechnen und auf Grund dieser Berechnung die Eigengewichts-Bestimmung vorzunehmen, indem man etwa 25 v. H. zu den geometrischen Stablängen zuschlägt. Ueber die Bestimmung des Fahrbahn- bzw. Fußweggewichtes seien folgende Beispiele aufgeführt:

Treskowbrücke zwischen Nieder- und Oberschönevide bei Berlin.

Das Gewicht der Fahrbahndecke Abb. 48 beträgt für 1 qm Grundfläche:

Asphalt (5 cm stark, 1500 kg/cbm) $1 \cdot 1 \cdot 0,05 \cdot 1,5 = 0,075 \text{ t}$

Kiesbeton (9 cm stark, 2200 kg/cbm) $1 \cdot 1 \cdot 0,09 \cdot 2,2 = 0,198 \text{ t}$

Bimsbeton $1 \cdot \frac{1}{0,3} \cdot \frac{0,21 + 0,14}{2} \cdot 0,11 \cdot 1,1 \dots = 0,071 \text{ t}$

Belageisen B. H. N. 12 $19,7 \text{ kg} \frac{1}{0,3} \cdot 1 \cdot 0,0192 \dots = 0,066 \text{ t}$
zusammen 0,410 t

Das Fußweggewicht für 1 qm setzt sich nach Abb. 49, wie folgt, zusammen:

Asphalt 3 cm stark, $1 \cdot 0,03 \cdot 1,5 \dots = 0,045 \text{ t}$

Beton rd. 9 cm, $1 \cdot 0,09 \cdot 2,2 \dots = 0,198 \text{ t}$

Eigengewicht des Belageisen N. P. 6 $\frac{1}{0,333} \cdot 1 \cdot 0,00728 \dots = 0,022 \text{ t}$
zusammen 0,265 t/qm

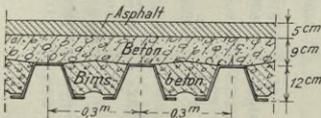


Abb. 48.



Abb. 49.

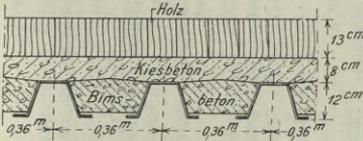


Abb. 50.

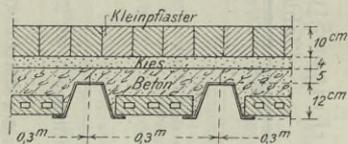


Abb. 51.

Bei der Stubenrauchbrücke bei Berlin beträgt das Fahrbahn-
gewicht nach Abb. 50:

Holzpflaster $1 \cdot 1 \cdot 0,13 \cdot 1,0 \dots = 0,13 \text{ t/qm}$

Kiesbeton $1 \cdot 1 \cdot 0,08 \cdot 2,2 \dots = 0,176 \text{ „}$

Bimsbeton $1 \cdot \frac{1}{0,36} \cdot \frac{0,27 + 0,20}{2} \cdot 0,11 \cdot 1,1 \dots = 0,079 \text{ „}$

Belageisen B. H. 12 $19,7 \text{ kg/m} \frac{1}{0,36} \cdot 1 \cdot 0,0197 \dots = 0,055 \text{ „}$
zusammen 0,440 t/qm.

Bei dem Entwurf für die Gosener Chaussee-Brücke bei km 45,5 der Spree-Oder-Wasserstr. wurden folgende Belastungsannahmen für die Fahrbahn zu Grunde gelegt (Abb. 51):

Kleinpflaster 10 cm $\dots 260 \text{ kg/qm}$

Kies 4 cm $\dots 64 \text{ „}$

Beton i. M. 7 cm $\dots 140 \text{ „}$

Poröse Lochsteine $\dots 36 \text{ „}$

Belageisen $\dots 70 \text{ „}$

zusammen 570 kg/qm.

Das Eigengewicht der Fußweg-
decke beträgt:

Asphalt 2 cm $\dots 30 \text{ kg/qm}$

Monierplatten $\dots 150 \text{ „}$

Fußweglängsträger $\dots 30 \text{ „}$

zusammen 210 kg/qm.

2. Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim.
Zahlentafel I.

Kennwort	Kennzeichnung des Tragwerkes	Grundfläche qm	Gesamtgewicht des Eisens einschließlich Aufлагерlenke usw. nach Angabe des Verfassers		Gesamtgewicht des Flußeisens nach Zahlentafel II.	
			im ganzen kg	für 1 qm Grundfläche kg	im ganzen kg	für 1 qm Grundfläche kg
Hansa	Zweigelenkbogen. Mittelbogen mit Zugband	3712	1 941 579	525	1 734 084	468
Jungbusch - Neckarvorstadt	Durchgehender Balken auf 4 Stützen. Obergurt in Kettenform	3905	1 908 921 + [580 000] ¹⁾ = [2 488 921] (ohne Geländer)	481 + [1471] ¹⁾ = [628]	1 758 235 (ohne Portale)	443
Freie Bahn B.	Vollwandiger Zweigelenkbogen in der Mittelloffnung, Betongewölbe in den Seitenöffnungen II. Preis. C, Nebenlösung: 3 steinerne Gewölbe	1710	922 265 (einschl. Geländer)	581	918 604	537
Sichel	Zweigelenkbogen. I. Preis	3600	1 583 333 (ohne Geländer)	440	1 489 279	413
Neckar II.	Durchgehende Bogenbrücke mit teilweise aufgehobenem Horizontalschub	3600	1 850 000	506	1 655 115	425
Carl Theodor	Durchgehender Balken mit Hängegurt	4080	2 831 036 (einschl. Geländer)	693	2 565 813	627
Antaeos	Gerbet-Balken mit Zuggurt und seitlichen Kragarmen. IV. Preis.	4422	1 970 000 (einschl. Geländer)	446	1 802 222	408
Neckar I	Durchgehender Bogen mit Balkenlagern auf den Mittelpfeilern	3880	2 336 500 (ohne Geländer)	601	2 363 390	580

1) Nebenlösung.

Zahlentafel II.
Flüßisengewichte der zum engeren Wettbewerb gekommenen Entwürfe.

Kennwort	Grundfläche in qm		Gewicht der Hauptträger in kg				Gewicht von Fahrbahngerippe und Fahrbahntafel in kg				Gewicht des Windverbandes in kg			
	Mittelöffnung	Seitenöffnungen	Mittelöffnung		Seitenöffnungen		Mittelöffnung		Seitenöffnungen		Mittelöffnung		Seitenöffnungen	
			im ganzen	f. 1 qm Grundfläche	im ganzen	f. 1 qm Grundfläche	im ganzen	f. 1 qm Grundfläche	im ganzen	f. 1 qm Grundfläche	im ganzen	f. 1 qm Grundfläche	im ganzen	f. 1 qm Grundfläche
Hansa I 1734 084	1856	1856	518 258	280	338 346	182	374 810	202	358 692	194	130 344	70	13 634	74
Jungbusch-Neckarvorstadt I 1758 235	3965		994 274 einschl. Seitenöffnungen	251	in Mittelöffnung enthalten		708 225	179 einschl. Seitenöffnungen	in Mittelöffnung enthalten		55 736	14,1	in Mittelöffnung enthalten	
Freie Bahn 918 664	1710	—	629 747	368	—	—	241 675	141	—	—	47 242	27,7	—	—
Sichel I 489 279	1800	1800	424 542	236	329 104	183	362 097	201	373 536	208	in Hauptträger enthalten			
Neckar II 1 655 115	1800	1860	755 928 einschl. Hängepfosten	420	335 970	180	287 252	159 einschl. Hängepfosten	211 890	114	64 075	35,6	—	—
Carl Theodor 2 565 813	4080		1 728 735 einschl. Seitenöffnungen und Hänge- pfosten	423	in Mittelöffnung enthalten		662 594	162 einschl. Seitenöffnungen und Hänge- pfosten	in Mittelöffnung enthalten		174 484	42,7 einschl. Seitenöffnungen	in Mittelöffnung enthalten	
Antaeos I 802 222	1672	2750	510 000	305	593 902	217	280 000	168	317 500	115	66 900	40	33 920	12,3
Neckar I 2 363 390	1940	1940	724 020	374	479 080	247	487 665	251	468 915	242	103 700	26,7 einschl. Seitenöffnungen	in Mittelöffnung enthalten	

3. Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke

Bezeichnung des Entwurfes	Stützweite			ganze Länge zwischen den Endauflagern	Abstand der Schwerpunktsachsen der Hauptträger	lichte Breite zwischen den Geländern der Hauptträger	Bauhöhe	Gewicht des Brückenbelages (ohne Trägerrost)		Gewicht der Eisenkonstruktion						Brücke über den Homberg, Haten	
	der Mittelöffnung	der Seitenöffnungen	der Flutöffnungen					Fahr-bahn	Fuß-wege	der Fahrbahntafel mit Entwässerung und ohne Geländer					Ueberbau von Pfeiler		
										I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI			
	m	m	m					kg/qm	kg/qm	I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI			
Gute Hoffnungshütte	I	III-IV 203,4	II-III 116,2 IV-V 124,35	I-II 87,6 V-VI 82	625,15	10,45 (für I-II und V-VI 15,8)	14,9	∞	1,5	316	189	251 062	287 524	490 000	307 312	235 288	102590
	II	III-IV 203,4	II-III 116,2 IV-V 124,35	I-II 87,6 V-VI 82	625,15	10,77	15,54	∞	1,5	316	189	214 288	317 875	530 975	338 780	200 598	102590
Harkort	I	III-IV 203,4	II-III 123,3 IV-V 123,3	I-II 86,4 V-VI 79,5	621,55	10,8 (für V-VI 3,3,37)	15,61 (für V-VI 14)	1,61		435	238	220 520	274 660	487 440	274 660	113 220	∞
	II	III-IV 203,4	II-III 123,3 IV-V 123,3	I-II 86,4 V-VI 86,4	624,3	10,8	15,61	1,61		435	238	217 920	274 660	487 440	274 660	206 720	∞
Nürnberg	III-IV 203,4	II-III 119 IV-V 127,2	I-II 83,2 V-VI 83,2	616	11	16	1,5	I. mit Hängeblech	489	177	249 340	334 450	523 780	359 990	249 340	89 620	
									II. mit Zorseisen	441	177	265 340	357 350	562 880	384 535	265 340	92 830
Union	III-IV 203,4	II-III 119,05 IV-V 127,2	I-II 89,705 V-VI 84,102	623,457	10,5	15	∞	1,9	304	110	186 490	259 990	461 040	277 000	179 380	78 600	
									304	110	(139)	(146)	(151) 1363 900 (146)	(132)	(142)		
Klönne	III-IV 203,39	II-III 119 IV-V 127,2	I-II 90,9 V-VI 85,04	625,53	11	15,5	∞	1,83	202	193	248 400	323 400	562 600	345 800	225 700	96 100	
									202	193	(177)	(175)	(178) 1705 900 (176)	(176)	(172)		

über den Rhein zwischen Homberg und Ruhrort.

in kg nach Angabe der Verfasser unter Hinzufügung des auf 1qm Brückengrundfläche reduzierten Gewichtes (eingeklammerte Zahlen)															
der Wind- und Querverbände						der Hauptträger einschl. Auflager					Gesamtgewicht				
Ueberbau von Pfeiler						Ueberbau von Pfeiler					Ueberbau von Pfeiler				
I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI	Brücke über den Homberg, Haten	I-II	II-III	III-IV	IV-V	V-VI	I-II	III-III, III-IV, IV-V	V-VI	Strombrücke	Brücke über den Homberg, Haten
9 242	118 985	282 650	124 315	8 641	4 800	357 531	847 895	1 348 722	944 665	317 302	617 835	4 752 068	561 231		194 317
(6,7)	(98,1)	(133) 543 833 (73)	(95,7)	(6,7)		(258)	(698)	(633) 3816 115 (508)	(726)	(245)	(473)	(718)	(460)	5 931 134 (637)	
11 948	46 449	90 220	47 329	11 184	4 800	364 154	820 409	1 227 101	895 878	321 314	590 390	4 315 016	533 096		194 317
(12,7)	(37,2)	(41,2) 207 130 (30,8)	(35,4)	(12,6)		(386)	(656)	(560) 3 628 856 (539)	(668)	(364)	(434)	(625)	(418)	5 438 502 (559)	
8 750	39 630	84 740	39 630	9 420											235 000
(9,4)	(29,8)	(38,7) 182 170 (27,1)	(29,8)	(11,7)	∞	(377)	(796)	(638) 4 162 430 (619)	(796)	(305)	(431)	(673)	(366)	5 715 100 (589)	
8 750	39 630	84 740	39 630	8 750											235 000
(9,4)	(29,8)	(38,7) 181 500 (26,9)	(29,8)	(9,4)	∞	(377)	(796)	(638) 4 229 110 (627)	(796)	(377)	(429)	(673)	(421)	5 872 010 (603)	
18 850	63 300	114 000	67 600	18 850	9 470	277 150	687 000	1 480 380	748 600	277 150	545 340	4 379 100	545 340		199 880
(20,6)	(48,3)	(50,2) 282 600 (41,7)	(48,3)	(20,6)		(303)	(525)	(667) 3 470 280 (512)	(536)	(303)	(410)	(609)	(410)	5 469 780 (554)	
18 850	63 300	114 000	67 600	18 850	9 470	277 150	687 000	1 480 380	748 600	277 150	561 340	4 465 645	561 340		203 090
(20,6)	(48,3)	(50,2) 282 600 (41,7)	(48,3)	(20,6)		(303)	(525)	(667) 3 470 280 (512)	(536)	(303)	(422)	(621)	(422)	5 588 325 (567)	
18 190	51 580	108 940	53 690	17 300	7 690	400 000	437 210	2074 430	453 060	379 790	604 680	4 176 940	576 470		158 990
(19,3)	(41,4)	(51,1) 249 700 (38,2)	(40,2)	(19,6)		(426)	(351)	(972) 3 744 490 (573)	(339)	(431)	(499)	(619)	(457)	5 358 090 (574)	
13 300	71 000	219 000	78 200	12 900	27 550	349 000	672 400	1 348 000	720 900	312 400	610 700	4 341 300	551 000		204 250
(13,3)	(54,2)	(98) 394 400 (57,3)	(55,8)	(13,8)		(349)	513	(603) 3 402 700 (494)	(515)	(334)	(433)	(623)	(418)	5 503 000 (568)	

I. Wettbewerb um den Entwurf für eine feste Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg.

Kennwort	Strombrücke		Flutbrücke		Gewicht der Eisenkonstruktion			
	Trägersystem	Öffnungs-Ein- teilung und Stützweiten	Art des Oberbaues	Öffnungs-Ein- teilung	Strom- brücke t	Flut- brücke t	zu- sam- men t	Strom- brücke t/m
Süderelbe-Harburg (Variante)	Fachwerk - Bogenträger mit wagrechtem Zug- band	4 Öffnungen von je 100,49 m	Parallelträger mit obenliegender Fahrbahn	6 Öffnungen von je 28,72 m	2293,76	480,2	2773,96	5,69
„Harburg-Ham- burg“	Fachwerk - Bogenträger mit wagrechtem Zug- band	4 Öffnungen von je 100,96 m	Parallelträger mit obenliegender Fahrbahn	6 Öffnungen von je 31,15 m	1837	463	2300	4,54
„y = f (x)“	Fachwerk - Bogenträger mit schwach nach oben gesprengtem Zugband	4 Öffnungen von je 100,76 m	Beton - Eisen - Ge- wölbe	6 Öffnungen von 32 bis 27 m	2388	180	2568 ¹⁾	6,05
„Harburg“	Fachwerk - Bogenträger mit wagrechtem Zug- band	4 Öffnungen von 101 m, 2 Öffnungen von 100 m	Flutbrücke mit der Strombrücke ver- einigt	—	3528	—	3528	5,88
„Neuzelt“	Fachwerk - Bogenträger mit nach unten ge- sprengtem Zugband	4 Öffnungen von je 100,8 m	Bogenträger mit nach un- gespreng- tem Zugband	4 Öffnungen von je 50,4 m	2110,301	689,488	2799,789 ²⁾	5,37
Süderelbe Wilhelmsburg	Eisenoberbau in zwei Varianten	genau wie bei Süderelbe - Harburg	—	—	—	—	—	5,69
Entw. A	Auslegerträger	2 Seitenöffnungen von 101,8 m, 1 Mittel- öffnung von 203,6 m	Parallelträger mit zwischenliegender Fahrbahn	3 Öffnungen von je 66,8 m	2732	709,5	3441,5 ³⁾	6,85
Harburg- Wilhelms- burg	Lohse-Träger	4 Öffnungen von je 101 m	—	4 Öffnungen von je 50,4 m	2218,7	545,1	2763,8 ⁴⁾	5,56
Entw. B	Fachwerk - Bogenträger mit nach unten ge- sprengtem Zugband	4 Öffnungen von je 101 m	—	4 Öffnungen von je 50,4 m	2040	584,5	2624,5 ⁵⁾	5,1
Entw. C	Halbparallel-Träger	4 Öffnungen von je 100,8 m	—	4 Öffnungen von je 50,4 m	1891,7	658,8	2550,5 ⁶⁾	4,45

¹⁾ hierzu 53,2 t Gußstahl, ²⁾ hierzu 84,296 t Stahlformguß, Gußeisen und Blei, ³⁾ hierzu 76,4 t Gußeisen und Gußstahl, ⁴⁾ hierzu 54,4 t Gußeisen und Gußstahl, ⁵⁾ hierzu 34,1 t Gußeisen und Gußstahl, ⁶⁾ hierzu 36 t Gußeisen und Gußstahl.

In vorstehenden Tabellen sind die Eisengewichte einer Anzahl von Brücken-Entwürfen angegeben, die sich bei den in den letzten Jahren abgehaltenen Brücken-Wettbewerben ergeben haben, nämlich:

1. Wettbewerb um den Entwurf für eine feste Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg¹⁾ (S. 60),
2. Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim²⁾ (Zahlentafel I und II) (S. 56 u. 57),
3. Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Rhein bei Ruhrort und Homberg³⁾ (S. 58 und 59). —

Nachstehend sind einige Formeln für die anzunehmenden Eigengewichte von Fahrbahnen von Balkenbrücken angegeben. In diesen Formeln ist das Gewicht der Querversteifungen und der Windverstrebung zu $(15 + 0,7 L)$ kg berechnet.

Tabelle aus Handbuch der Ing.-Wissenschaften, Bd. II, 2, S. 12 (3. Aufl.)

Art der Brücke	Eigengewicht der Brücke für 1 qm der Fahrbahn	
	Parallelträger	Parabel-, Schwedler- und Pauli-Träger
	kg	kg
I. Landstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag	230 + 4 L	230 + 3,73 L
II. Landstraßen-Brücken mit Schotter auf Fahrbahntafel aus Zores-Eisen oder Trägerwellblech	625 + 6 L	625 + 5,7 L
III. Stadtstraßen-Brücken mit Schotter auf Fahrbahntafel wie unter II	640 + 6,8 L	640 + 6,2 L
IV. Stadtstraßen-Brücken mit Steinpflaster auf Kiesbettung, Fahrbahntafel aus Buckelplatten	765 + 7,4 L	765 + 6,8 L
V. Fußwege der Straßenbrücken	300 + 3,84 L	300 + 3,45 L

Eine Reihe von Formeln hat Engesser⁴⁾ für Straßenbrücken mit zwei Hauptträgern und zwar Parallelträger von 10^m bis 100^m Stützweite und Hauptträgerhöhen von $\frac{1}{8} - \frac{1}{10} L$ angegeben, die Brückenbreite von Mitte zu Mitte Hauptträger gerechnet:

I. Landstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag.

Eigengewicht für 1 qm Fahrbahn in kg $g = 215 + 2,3 L + 0,02 L^2$ kg/qm.

Hierbei ist für den 16^{cm} starken Bohlenbelag 110 kg/qm in Rechnung gesetzt, so daß sich für das Eisengewicht allein ergibt

$$g_1 = 105 + 2,3 L + 0,02 L^2 \text{ kg/qm.}$$

Sind außerhalb der Hauptträger noch besondere mit Holz gedeckte Fußwege vorhanden, so ist deren Eisengewicht einschl. der erforderlichen Verstärkungen der Hauptträger, aber ausschl. Geländer $g_2 = 60 + 2,3 L$ kg/qm.

In folgendem haben g , g_1 und g_2 die gleiche Bedeutung wie unter I.

II. Landstraßen-Brücken mit Beschotterung.

Gesamt-Eigengewicht $g = 525 + 2,8 L + 0,025 L^2$ kg/qm.

Gewicht des Schotters 400 kg/qm, somit Eisengewicht

$$g_1 = 125 + 2,8 L + 0,025 L^2 \text{ kg/qm}$$

(ohne Belageisen, wofür 65 kg/qm hinzuzurechnen sind), $g_2 = 60 + 2,3 L$ kg/qm.

III. Stadtstraßen-Brücken mit doppeltem Bohlenbelag.

Gesamt-Eigengewicht $g = 295 + 2,7 L + 0,021 L^2$ kg/qm.

Hierbei ist für den 20^{cm} starken Bohlenbelag 140 kg/qm gerechnet.

Eisengewicht allein somit $g_1 = 155 + 2,7 L + 0,021 L^2$ kg/qm

(ohne Belageisen, wofür etwa 80 kg/qm zu rechnen sind), $g_2 = 80 + 2,7 L$.

¹⁾ Z. d. V. D. Ing. 1896, S. 333.

²⁾ Z. d. V. D. Ing. 1897, S. 616.

³⁾ Z. d. V. D. Ing. 1904, S. 985 und folgende u. 1905 S. 241 u. folg.

⁴⁾ Zeitschr. f. Baukunde 1881, S. 63-68.

IV. Stadtstraßen-Brücken mit Beschotterung.

Eigengewicht $g = 650 + 3,2 L + 0,028 L^2$ kg/qm.Schottergewicht 480 kg/qm, somit Eisengewicht

$$g_1 = 170 + 3,2 L + 0,028 L^2 \text{ kg/qm}$$

(ohne Belageisen, wofür etwa 80 kg/qm zu rechnen sind), $g_2 = 80 + 2,7 L$.

V. Stadtstraßen-Brücken mit Pflasterung.

Eigengewicht $g = 880 + 3,7 L + 0,029 L^2$ kg/qm.Gewicht der Pflasterung 700 kg/qm.Mithin Eisengewicht $g_1 = 180 + 3,7 L + 0,029 L^2$ kg/qm(ohne Belageisen, wofür etwa 80 kg/qm gesetzt werden können), $g_2 = 80 + 2,7 L$.Gewicht der Buckelplatten ($5-6$ mm stark), etwa 42 bis 50 kg/qm.

Vorstehende Formeln können als Annäherungswerte auch dann Verwendung finden, wenn es sich um Träger mit gekrümmten Gurtungen handelt und die Mittenhöhe $\frac{1}{8} L$ bis $\frac{1}{11} L$ beträgt. —

Für die Straßenbrücken in Württemberg gelten folgende staatliche Vorschriften für Zoreisen- oder Buckelplattenbelag und $20-25$ cm starker Beschotterung (NB. Gewicht ohne Brückenbahn, die besonders zu berechnen ist):

bei Nebenstraßen-Brücken $g = 7 L + 100$ kg für 1 qm Brückenfläche," Hauptstraßen-Brücken $g = 8 L + 140$ kg " " "

" Fußstegen über Bahn-

hofgleisen $g = 6 L + 60$ kg " " "

Für die Berechnung der Brückenbahn sind dabei folgende Einheitsgewichte zugrunde zu legen:

1 cbm Chaussierung = 2250 kg (eingewalzt),1 " Beton = 2000 "1 " Schotter = 2000 "1 " Asphaltbeton = 1600 "1 " Bimsbeton = 900 "1 qm Zoreisen- oder Buckelplatten = 70 "

Von Nutzen können auch die nachstehenden dem Deutschen Baukalender Teil II entnommenen Angaben sein:

Das durchschn. Gewicht g_0 der Quer-Verbindungen (Fahrbahn, Bahngerippe, Versteifungen, Windstreben und Geländer) enthält nachsteh. Tab.

Klassifikation	Anordnung		Gewicht der Querverbindung in kg f. 1 qm			
	der Fahrbahn	der Fußwege	Sehr schwere Wagen	Schwere Wagen	Leichte Wagen	Fuß- gänger
1. am schwersten	Steinpflaster auf Ziegelgewölben	—	1310	1160	920	—
2. sehr schwer	Schotter auf Steinplatten oder Ziegelgewölben, Steinpflaster auf Bohlen oder Eisen	Stein- oder Holzpflaster auf Eisen	960	840	730	430
3. schwer	Holzpflaster oder Beton auf Eisen, Schotter auf Bohlen oder Eisen	Beton auf Eisen, Steinplatte	610	550	500	340
4. leicht	Holzpflaster auf Bohlen	Einfacher od. doppelter Bohlenbelag	430	380	330	170
5. sehr leicht	Einfacher od. dopp. Bohlenbelag	—	310	250	200	—

Folgende Tabelle enthält das Trägergewicht g_1 , in kg f. 1 m Träger und f. 1 m Gesamtbreite der Brücke (Fahrbahn und Fußwege) oder f. 1 qm Brückenbahn. — Gesamt-Gewicht $g = g_0 + g_1$ (f. 1 qm).

Spannweite m	Sehr schwere Wagen				Schwere Wagen				Leichte Wagen			
	Verkehrslast in kg f. 1 qm	Fahrbahn Gew. kg			Verkehrslast in kg f. 1 qm	Fahrbahn Gew. kg			Verkehrslast in kg f. 1 qm	Fahrbahn Gew. kg		
		sehr schwer	schwer	leicht		sehr schwer	schwer	leicht		sehr schwer	schwer	leicht
p	g_1	g_1	g_1	p	g_1	g_1	g_1	p	g_1	g_1	g_1	
5	144 ⁰	40	40	40	85 ⁰	40	40	40	59 ⁰	40	40	40
10	95 ⁰	60	60	60	64 ⁰	60	60	60	51 ⁰	60	60	60
20	70 ⁰	90	90	80	53 ⁰	90	90	80	47 ⁰	90	80	80
30	62 ⁰	120	110	100	50 ⁰	120	110	110	46 ⁰	110	110	100
40	58 ⁰	160	140	120	48 ⁰	160	150	140	45 ⁰	150	150	140
50	56 ⁰	220	200	180	47 ⁰	190	180	160	45 ⁰	180	170	160
60	54 ⁰	240	220	200	47 ⁰	230	210	190	44 ⁰	210	200	180
70	53 ⁰	290	260	240	46 ⁰	270	240	220	44 ⁰	250	230	210
80	52 ⁰	330	300	280	46 ⁰	310	290	250	44 ⁰	290	270	240
90	51 ⁰	360	330	300	45 ⁰	340	310	280	44 ⁰	320	290	260
100	51 ⁰	410	370	340	45 ⁰	380	350	320	44 ⁰	360	330	300

Wenn sich g_0 um 100 kg f. 1 qm ändert, so ändert sich g_1 um etwa 2 bis 5%; bei sehr kleinen Spannweiten um 2 bis 3, bei sehr großen um 4 bis 5%.

Für Bogenbrücken kann man das Gewicht der Fahrbahn wie vorher angegeben annehmen, das Gewicht der Hauptträger wird man am besten schätzen. Anhaltspunkte hierzu geben die von Engesser¹⁾ aufgestellten Angaben, welche man den jetzigen schwereren Belastungen entsprechend um etwa 20% zu erhöhen hat. Bedeutet b die Brückenbreite in m, z die Anzahl der Hauptträger, γ einen konstanten Wert, der der folgenden Zahlentafel zu entnehmen ist, so ist das Gewicht der Hauptträger (einschl. Wind- und Querverbände) für 1 m Länge $g = \gamma b + 35z$ in kg

Stützweite in m	$l = 10$	20	30	40	50	60	70	80	90	100,
Fahrbahn mit Beschotterung $\gamma = 32$	62	94	129	168	209	255	300	350	410.	
Fahrbahn mit Bohlenbelag $\gamma = 48$	53	80	110	144	180	220	260	305	353,	

Im allgemeinen empfiehlt es sich, die Gewichte von Bogenbrücken nach ausgeführten Mustern anzunehmen und insbesondere das Gewicht der Hauptträger hiernach zu schätzen.

c. Verkehrslasten.

1. Verkehrslasten für Eisenbahnbrücken.

Als ungünstigste Verkehrslast für Eisenbahnbrücken wird in der Regel ein Güterzug, bespannt mit zwei Lokomotiven angenommen. Hierbei können die Lokomotiven hintereinander oder Kopf an Kopf, je nachdem die Belastung ungünstiger wirkt, gestellt werden; hinter den beiden Lokomotiven samt Tender folgen dann eine beliebige Anzahl Güterwagen.

Hauptbahnen.

Abb. 52 zeigt den Lastenzug der preußischen Staatsbahnen, der durch Erlaß vom 5. April 1901 I. D. 2539 vorgeschrieben ist. Bei Berechnung

¹⁾ Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitelgelenk, Berlin 1880.

kleinerer Brücken, sowie der Quer- und Längsträger sind vergleichsweise noch vier Belastungsarten nach Abb. 53 in Rechnung zu stellen, nämlich:

1. eine Achse mit 20 t Belastung,
2. zwei Achsen mit je 20 t Belastung,
3. drei „ „ „ 19 t „
4. vier „ „ „ 18 t „

Die Anzahl der Felder von Fachwerkträgern, in denen bei Anwendung nicht steifer Stäbe Gegendiagonalen erforderlich sind, ist mit dem anderthalbfachen dieser Lasten zu bestimmen.

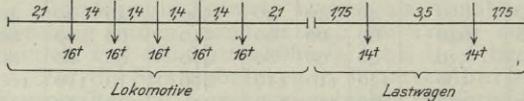


Abb. 56. Lastenzug der bayerischen Staatsbahnen.

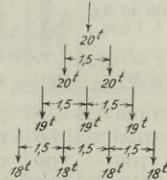


Abb. 53. Belastungsannahme für Quer- und Längsträger.

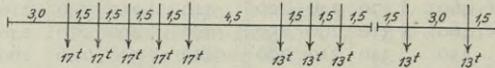


Abb. 52. Lastenzug der preußischen Staatsbahnen.

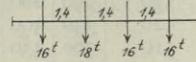


Abb. 55. Ver. d. Eisenb.-Verw.

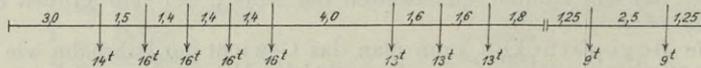


Abb. 54. Lastenzug des Vereins deutscher Eisenbahn-Verwaltungen.

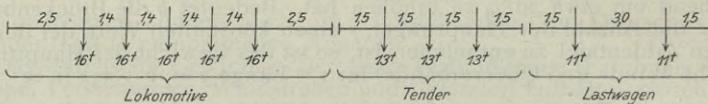


Abb. 57. Lastenzug der österreichischen Staatsbahnen.

Die gleichwertige gleichmäßig verteilte Belastung für Brücken von 20^m Spannweite an ist durch folgende Formeln ausgedrückt:

Für die Momente in der Mitte:

$$p = 2,07 + \frac{674}{96 + L} \text{ t/m,}$$

für die Momente und die Querkräfte am Ende: $p' = 1,13 p$,

für die Querkräfte in der Mitte: $p'' = 1,34 p$.

Das Diagramm der größten Momente wird genau genug durch zwei Parabelstücke dargestellt, welche an eine Wagrechte der Länge 0,12 L in der Mitte des Trägers angeschlossen sind. Die Fläche dieses Diagramms ist $0,71 \cdot L \cdot M_{\max}$, die Ordinate in der Entfernung x vom nächsten Auflager ist:

$$M_x = \left(4,55 \frac{x}{L} - 5,17 \frac{x^2}{L^2} \right) M_{\max}.$$

Das Diagramm der größten Querkräfte wird genau genug aus zwei Geraden gebildet, welche in Mitte Träger und an beiden Enden die größten dort vorkommenden Querkräfte als Ordinaten haben.

Von dem „Verein Deutscher Eisenbahnverwaltungen“ sind außerdem i. J. 1900 für die im Vereinsgebiete neu- oder umzubauenenden Brücken zwei Lastenzüge aufgestellt, von denen der erstere (Abb. 54) für größere, der letztere (Abb. 55) vergleichsweise für kleinere Brücken gilt. Die größere Achslast von 18^t ist hierbei an die ungünstigste Stelle zu setzen.

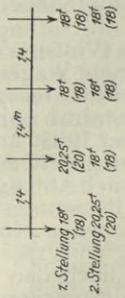


Abb. 59. Reichsland. Eisenb.

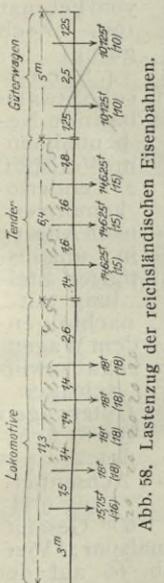


Abb. 58. Lastenzug der reichsländischen Eisenbahnen.

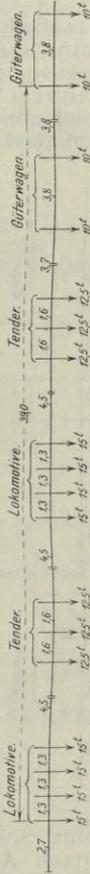


Abb. 60. Lastenzug der russischen Staatsbahnen (Brücke über den Dnjepr).

Abb. 56 gibt den Lastenzug der bayrischen Staatsbahnen (Vorschriften vom September 1905) an. Dabei sind 3 Lokomotiven mit beliebig vielen Güterwagen anzunehmen. Die Lokomotiven können dann an beliebiger Stelle in den Zügen stehen. Für den Fall, daß nur eine Lokomotive, mit oder ohne Güterwagen, in Betracht kommt, sind 2 Lokomotivachsen mit je 20^t anzunehmen.

Württemberg, Sachsen und Baden haben denselben Lastenzug, wie er in Abb. 52 für die preuß. Staatsbahn dargestellt ist. Für kleinere Brücken und Brückenteile werden auch hier die in Preußen vorgesehenen Erhöhungen der Achslasten auf 18 bis 20^t (nach Abb. 53) festgesetzt.

Die Reichslande schreiben den in Abb. 58 dargestellten Lastenzug vor. Er ist zusammengesetzt aus 2 Lokomotiven mit Tendern und einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen. Wenn für kleinere Stützweiten oder Belastungslängen 4 je 1,4^m von einander entfernte Achsen, von denen eine, an der ungünstigsten Stelle befindliche, mit 20,25^t, die andere mit 18^t Belastung anzunehmen ist, größere Beanspruchungen ergeben als die in Abb. 58 skizzierte Lokomotive, so sind die in Abb. 59 gezeigten Belastungen der Berechnung zugrunde zu legen. In den Abbildungen gelten die nicht eingeklammerten Achslasten für die Berechnung von einfachen Balken auf 2 Stützen, die eingeklammerten für Träger anderer Art, wie z. B. durchlaufende Träger, Kragträger und ähnliche, für welche die in den Vorschriften gegebenen Tabellen nicht benutzt werden können.

Den Lastenzug der österreichischen Verordnung vom 28. August 1904 zeigt Abb. 57. Hierbei sind 2 Lokomotiven nebst Tendern mit angehängten Lastwagen einzuführen. — Bei kleineren Brücken, sowie für die Längs- und Querträger sind, falls dadurch ungünstigere Ergebnisse erzielt werden, 4 Achsen mit je 1,4^m Abstand einzuführen; eine Achse ist mit 20^t anzunehmen.

Den Lastenzug der russischen Staatsbahnen¹⁾, welche bei der Berechnung der großen Brücke über den Dnjepr bei Woltschijawo-Gorla zu Grunde gelegt worden ist, zeigt Abb. 60.

Nebenbahnen.

Für die Zusammenstellung und Größe der Achslasten auf Nebenbahnen ist hauptsächlich der Umstand maßgebend, ob die Lastenzüge von der Hauptbahn auf die Nebenbahn übergehen oder ob die Nebenbahn für sich betrieben wird. Im letzteren Falle kann man sowohl die

¹⁾ Winkler, Brückenbau, Theorie der Brücken, I. Heft, 3. Aufl., S. 11 ff.

Spurweite als auch die Achslasten verkleinern. Man wird demgemäß zwischen vollspurigen und schmalspurigen Nebenbahnen zu unterscheiden haben. Einige Nebenbahnen sind:

1. Preußische Staatsbahnen (Vollspur). Nach Erlaß vom 11. und 27. April 1894 sind folgende Tenderlokomotiven vorgeschrieben (Abb. 61 und 62), denen Güterwagen wie für Hauptbahnen angehängt sein können.

2. Bayerische Staatsbahnen (Vollspur). 2 Lokomotiven und einseitig angehängte Wagen nach Abb. 63. (Vorschriften vom 1. Februar 1908).

3. Württembergische Staatsbahnen (Vollspur). Die ganze Brücke mit zwei Brust an Brust gestellten Zügen von Tender-Lokomotiven nach Abb. 64.

(Belastungsschema No. 3 von 1891, nach den Vorschriften vom Februar 1909 noch gültig).

4. Sächsische Staatsbahnen (Vollspur). Nebenbahnen mit Vollspur: 2 Tenderlokomotiven nach Abb. 65 in ungünstigster Stellung mit nachfolgendem Wagenzug aus zweiachsigen Güterwagen von 8^t Achsdruck, 3^m Achsentfernung und 6^m Gesamt-

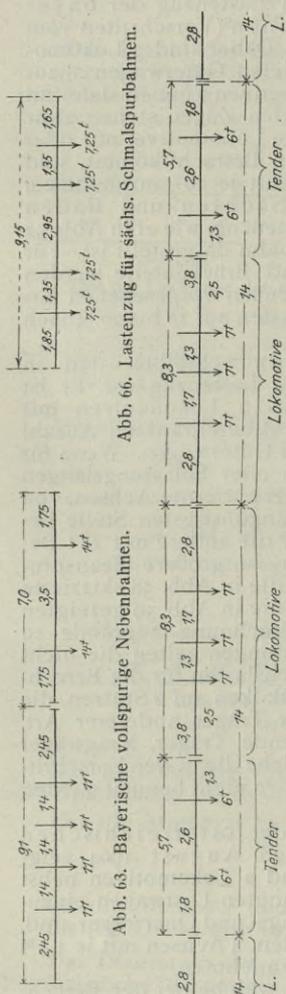


Abb. 66. Lastenzug für sächs. Schmalspurbahnen.

Abb. 64. Württembergische vollspurige Nebenbahnen.

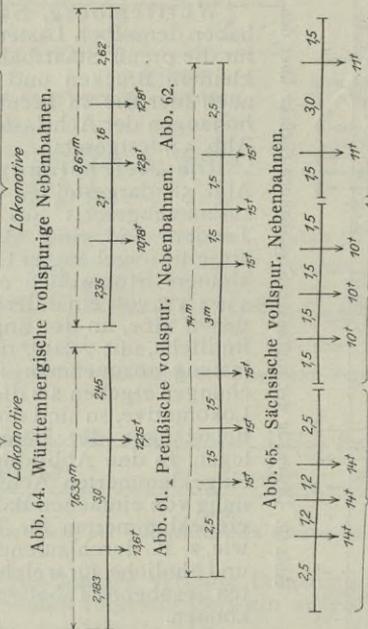


Abb. 61. Preußische vollspur. Nebenbahnen. Abb. 62.

Abb. 65. Sächsische vollspur. Nebenbahnen.

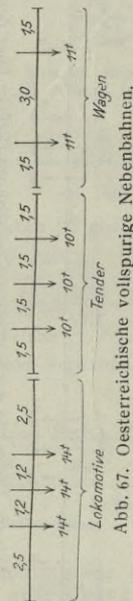


Abb. 67. Oesterreichische vollspurige Nebenbahnen.

länge. Nebenbahnen mit Schmalspur: Vierachsige Lokomotiven nach Abb. 66 auf der ganzen Brücke, sämtlich in gleicher Richtung stehend, oder eine Einzellast von 10^t, wenn diese für einzelne Teile größere Beanspruchungen ergibt.

5. Badische Staatsbahnen. Für Eisenbahnbrücken in Schmalspurbahnen sind 2 Lokomotiven der betr. Bahn in ungünstigster Stellung mit einseitig angehängten, voll beladenen Güterwagen anzunehmen. Beträgt aber das Lokomotivgewicht weniger als 4^t für das laufende Meter, so sind alle Achsdrücke im Verhältnis soweit zu erhöhen, daß das Gewicht f. d. m diesen Wert erreicht.

6. Oesterreichische Eisenbahnen. Verordnung vom 28. Aug. 1904 (Vollspur). Züge aus zwei Lokomotiven und einseitig angehängtem Lastwagen nach Abb. 67.

2. Verkehrslasten für Straßenbrücken.

Die Verkehrslasten für Straßenbrücken werden je nach den örtlichen Verhältnissen angenommen. Für kleinere und mittlere Brücken etwa bis 30 m Stützweite kommen meist Einzellasten, also Wagenlasten bzw. Dampfwalzen in Frage, bei größeren Brücken kommen diese Lasten in der Regel nur für die Fahrbahn-Berechnung in Betracht, während eine gleichmäßig verteilte Last von 300—500 kg/qm (Menschengedränge) gewöhnlich ungünstigere Ergebnisse für die Kräfte ergibt. In vielen Fällen sind zusammengesetzte Belastungen zugrunde zu legen, also Wagenzüge von leichteren und schwereren Wagen sowie Menschen-Gedränge.

Die Annahmen bezüglich der Lasten, Achsabstände usw. der Wagen und Dampfwalzen sind aus nachstehender Zusammenstellung zu entnehmen:

	Breite m	Achsabstand m	Radstand m	Achslast t
Leichte Wagen . .	2 — 2,5	2,5 — 3	} 1,4 — 1,5	1,5 — 3
Schwere Wagen . .	2,3 — 2,5	3 — 4		5 — 6
Sehr schwere Wagen	2,3 — 2,5	3,5 — 4,5		9 — 12.

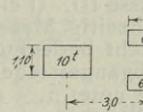
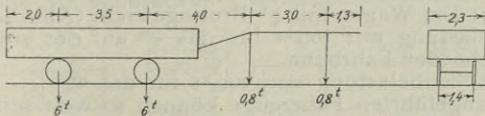


Abb. 71. Dampf-Straßenwalze.

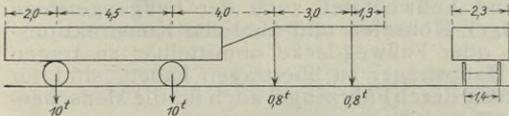


Abb. 68 und 69. Lastschema für Landstraßen-Brücken.

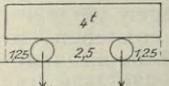


Abb. 74. Lastschema für Feldwege.



Abb. 70. Chausseewalze.

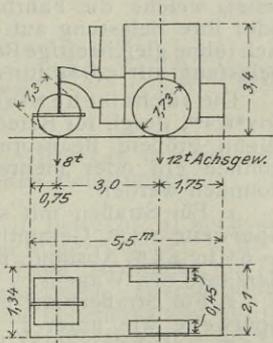


Abb. 72. Dampf-Straßenwalze für Staats- und Distrikts-Straßen.

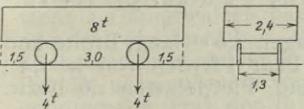


Abb. 73. Für Brücken über 20 m Stützweite in Hauptstraßen.

Abb. 72—74. Lastschemata für die Straßenbrücken der bayerischen Staatseisenbahnen.

Es ergeben sich dann etwa die Lasten einschl. Bespannung für Landstraßen-Brücken nach Abb. 68 und 69.

Als Straßenwalzen kommen Chausseewalzen und Dampfstraßen-Walzen in Betracht. Für Chausseewalzen (Abb. 70) wird oft eine Einzellast von 6 t angenommen, für Dampfstraßen-Walzen kommt das Lastenschema nach Abb. 71 in Frage.

Für die Straßenbrücken der bayerischen Staatseisenbahnen¹⁾ gelten folgende Bestimmungen:

¹⁾ Besondere Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbau-Konstruktionen vom 1. Februar 1908.

a) Ständige Last (Eigenlast).

Die ständige Last besteht aus dem Gewichte des Eisenwerkes samt allen Brückenteilen, welche das Eisenwerk ständig ruhend belasten; ferner aus einer Schneebelastung von 100 kg für 1 qm Fahrbahn und 50 kg für 1 qm Fußweg.

b) Veränderliche (Verkehrs-) Last.

1. Klasse I. (Staats- und Distriktsstraßen, sowie solche Ortsstraßen auf dem Lande, welche die Fortsetzung von Staats- oder Distriktsstraßen bilden): a) Eine Dampfstraßenwalze mit 20 t Dienstgewicht (Abb. 72) und gleichzeitig Menschenbelastung mit 360 kg für das qm auf der von der Walze nicht bedeckten Fläche der Fahrbahn und auf den Fußwegen. β) Für Brücken mit Stützweite über 20 m : Reihen von Wagen mit 8 t Bruttogewicht (Abb. 73), wenn auf der Fahrbahn mehr als 2 Reihen Platz finden, und gleichzeitig Menschenbelastung mit 360 kg für das qm wie bei 1 a. Die Wagen folgen in Abständen von 4 m .

2. Klasse II. (Gemeindewege und Ortsstraßen auf dem Lande, wenn sie weder mit einer Staatsstraße noch mit einer Distriktsstraße in Verbindung stehen). Ein Wagen mit 8 t Bruttogewicht und gleichzeitig Menschenbelastung mit 360 kg für das qm wie bei 1 a und β .

3. Klasse III. (Feldwege): Ein Wagen mit 4 t Bruttogewicht (Abb. 74) und gleichzeitig Menschenbelastung mit 360 kg für das qm auf der vom Wagen nicht bedeckten Fläche der Fahrbahn.

4. Fußgängerstege: Menschenbelastung von 360 kg für das qm .

5. Die unter 1, 2 und 3 angeführten Fahrzeuge können so weit seitlich der Brückenachse stehen, als dies die Bauart der Brücke zuläßt. Jene Teile der Fahrbahn- und Fußwegtafel, auch der Fußgängerstege (Querträger, Zwischenlängsträger, Konsolen und ähnliche Konstruktionsteile), welche die Fahrbahn- oder Fußwegdecke unmittelbar zu tragen oder ihre Belastung auf die Hauptträger zu übertragen haben, sind für sich (ohne gleichzeitige Belastung durch Fahrzeuge) auch für die Menschenbelastung mit 540 kg für das qm zu berechnen.

Die sächsische Staatseisenbahn schreibt vor: Menschengedräge 400 kg/qm , desgl. für Berechnung einzelner Teile von Fußwegen 560 kg/qm . Wenn größere Beanspruchungen eines Teiles hierdurch entstehen, so können ein oder mehrere Lastwagen nach folgendem Schema angenommen werden:

1. Für Straßen mit starkem Verkehr: Wagen $7,5 \text{ m}$ lang, $2,2 \text{ m}$ breit, Spurweite $1,3 \text{ m}$, Gesamtlänge mit Pferden $13,8 \text{ m}$, mit 2 Achslasten von je 6 t in $3,5 \text{ m}$ Abstand, mit 2 Paar Pferden je $1,5 \text{ t}$, 2 bzw. 5 m vor Vorderkante des Wagens.

2. Für Straßen mit mittlerem Verkehr: Wagen $4,6 \text{ m}$ lang, Breite und Spurweite wie unter 1. Gesamtlänge mit 2 Paar Pferden von je $1,5 \text{ t}$ $10,5 \text{ m}$; 2 Achslasten von je 3 t in $2,6 \text{ m}$ Abstand, Pferdelaisten $1,6$ bzw. $4,6 \text{ m}$ vor Wagenvorderkante.

3. Für Straßen mit schwachem Verkehr: Wagen $4,6 \text{ m}$ lang wie unter 2, mit einem Paar Pferde von $1,5 \text{ t}$. Gesamtlänge $7,5 \text{ m}$, 2 Achslasten von je $1,5 \text{ t}$ in $2,6 \text{ m}$ Abstand, Pferdelaisten $1,6 \text{ m}$ vor Wagenvorderkante.

Wo stärkere Belastungen durch Dampfstraßenwalzen usw. zu erwarten sind, sind diese der Berechnung zugrunde zu legen. In der Regel ist nur ein Gefährt auf dem Ueberbau, der übrige Teil aber durch Menschengedräge belastet anzunehmen. Die hierbei sich ergebende Inanspruchnahme darf bis zum $1\frac{1}{2}$ -fachen der sonst zulässigen Beanspruchung steigen.

Die badische Staatsbahnverwaltung schreibt vor (Bestimmungen vom Februar 1903):

1. Für städtische Brücken mit starkem Verkehr: gleichmäßig verteilte Last von 450 kg/qm oder ein vierrädriger Wagen von 20 t Gewicht, 4 m Achsstand, 8 m Länge, $1,5 \text{ m}$ Spurweite (zwischen den Außenflächen der Räder gemessen), $2,5 \text{ m}$ Wagenbreite, oder Dampfwalze nach Abb. 75.

2. Für alle übrigen öffentlichen Brücken: gleichmäßig verteilte Last von 400 kg, oder ein vierrädriger Wagen von 12^t Gewicht, 3^m Achsstand, 6^m Länge, 1,4^m Spurweite (wie vor), 2,4^m Wagenbreite, oder Dampfwalze nach Abb. 76.

3. Für Nebenwege, soweit sie nicht unter 1 und 2 fallen: gleichmäßig verteilte Last von 350 kg/qm oder ein vierrädriger Wagen von 6^t Gewicht, 2,4^m Achsstand, 4,6^m Länge, 2,3^m Breite, 1,3^m Spurweite (gemessen wie vor).

4. Für die einzelnen Teile der Gehwege und Fußgängerstege ist anzunehmen: in Städten 500 kg/qm, im übrigen 400 kg/qm.

5. Für Straßenbrücken auf denen schwerere Lasten verkehren, sind diese in Rechnung zu bringen.

6. Für Brücken in Straßen untergeordneter Bedeutung, auf welchen ausnahmsweise stärkeres Menschengedränge zu erwarten ist, werden keine stärkeren Querschnitte angenommen als die durch die Belastung nach 3. erforderlichen, solange keine größeren Beanspruchungen sich ergeben, als die erlaubten Höchstwerte angeben.

Die Verwaltung der Eisenbahnen in den Reichslanden schreibt für die Straßenbrücken 3 verschiedene Klassen vor (Bestimmungen über das

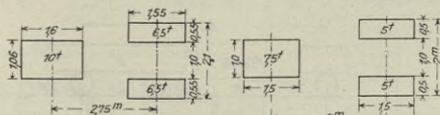


Abb. 75. Dampf-Straßenwalzen (Baden) Abb. 76.

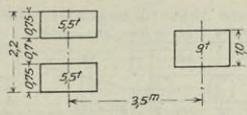


Abb. 78. Dampf-Straßenwalze (Reichslande).

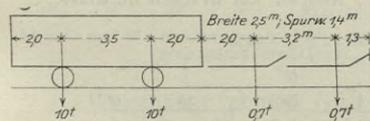
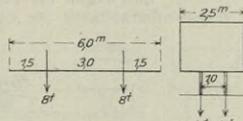


Abb. 77 (links). Lastwagen.

Abb. 79 (rechts). Straßenbahnwagen (Reichslande).



bei dem Entwerfen von Eisenkonstruktionen für Brücken und Hochbau zu beachtende Verfahren, No. 72a), mit folgenden Belastungen:

Als Verkehrslast kommen für

1. Staats-, Bezirks- und Kreisstraßen in Betracht: a) höchstens 3 Lastwagen nach Abb. 77 entweder neben- oder hintereinander, b) höchstens 2 Dampfwalzen nach Abb. 78, c) je nach Lage der Brücke ein Zug aus drei der in Abb. 79 dargestellten Straßenbahnwagen. Hierbei sollten höchstens zwei dieser verschiedenen Lastsysteme nebeneinander auf der Brücke untergebracht werden. Der von diesen Verkehrslasten nicht eingenommene Teil der Brücke ist mit Menschengedränge von 400 kg/qm belastet anzunehmen.

2. Vizinal- und Kommunalwege. Nach besonderer Vereinbarung können leichtere Lasten angenommen werden als unter 1), doch empfiehlt es sich, Achslasten von wenigstens 5^t zu nehmen.

3. Fußgängerwege. Menschengedränge von 400 kg/qm.

Für die Straßenbrücken der württembergischen Staatseisenbahnen (Bestimmungen vom Februar 1909) und ebenso für die Brücken der Straßenbau-Verwaltung (Best. vom 14. April 1894) gelten folgende Bestimmungen:

a. Hauptstraßen, die mit Dampf-Straßenwalzen gewalzt werden. Innerhalb oder in der Nähe verkehrsreicher Städte: Menschengedränge für Fahrdamm bei über 20^m Spannsw, 400 kg/qm, sonst 500, ebenso wie durchweg für die Bürgersteige. Dazu Belastung durch 16^t schwere Dampfwalze nach Abb. 80. Bei von verkehrsreichen Städten entfernten Straßen: 400 kg/qm

(bei Fahrdamm der Brücken über 20 m Spann. 350 kg/qm) Menschengedränge, 16 t schwere Dampfwalze.

b. Landstraßen (Staatsstraßen und wichtige Gemeindestraßen). Menschengedränge bei Spann. unter 20 m 460 kg/qm, über 20 m nur 350 kg, dazu 12 t schwerer Lastwagen nach Abb. 81.

c. Feldwege. Menschengedränge 350 kg/qm unter 20 m Spann., 300 kg über 20 m Spann., dazu 6 t schwerer Lastwagen nach Abb. 82.

d. Fußstege. Ueber Stationsgleisen 450 bzw. 400 kg/qm (letzteres bei über 20 m Spann.), bis auf 500 m Entfernung von Stationen 350 bzw. 300 kg/qm, bei geringem Verkehr 200 kg/qm.

Es sind für jeden Konstruktionsteil die ungünstigsten Belastungen anzunehmen, jedoch neben Menschengedränge nur eine Dampfwalze oder

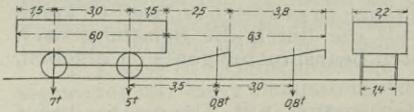


Abb. 81. Lastwagen für Landstraßen.

Abb. 80–82. Lastschema der württembergischen Staatseisenbahn.

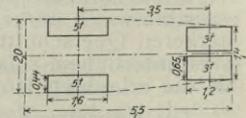


Abb. 80. Dampfwalze für Hauptstraßen.

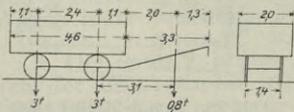


Abb. 82. Lastwagen für Feldwege.

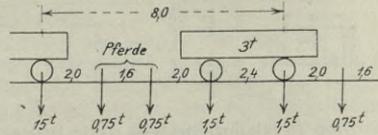


Abb. 85. Für Brücken III. Klasse.

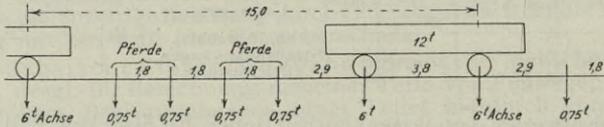


Abb. 83. Lastwagen für Brücken I. Klasse.

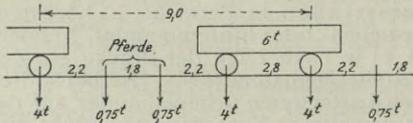


Abb. 84. Lastschema für Brücken II. Klasse.

Abb. 83–85. Lastschemata des österreichischen Eisenbahn-Ministeriums.

ein Lastwagen. Bei Berechnung der Hauptträger können statt der Einzelasten der Fahrzeuge entsprechende, auf deren Grundfläche gleichförmig verteilte Lasten zugrunde gelegt werden (für die Dampfwalze 1600 kg, bei 12 t Lastwagen 500, bei 6 t Lastwagen 450 kg auf 1 qm von dem Fahrzeug überdeckter Grundfläche. Bei großen Spannweiten können die Hauptträger mit gleichmäßig verteilter Last berechnet werden, der dem Mittelwert aus der Belastung durch Menschengedränge und dem Belastungsgleichwert der Fahrzeuge entspricht. —

In Oesterreich sind nach der Verordnung des österreichischen Eisenbahn-Ministeriums vom 28. August 1904 folgende Annahmen vorgeschrieben:

a. Brücken I. Klasse. Menschengedränge von 460 kg/qm. Vierräderige, mit vier Pferden bespannte Lastwagen von 12 t Gewicht, 2,5 m Breite, 1,6 m Spurweite und der Anordnung nach Abb. 83.

b. Brücken 2. Klasse. Menschengedränge von 400 kg/qm . Vier-räderige Lastwagen von 6 t Gewicht, $2,4 \text{ m}$ Breite, $1,5 \text{ m}$ Spurweite und der Anordnung nach Abb. 84.

c. Brücken 3. Klasse. Menschengedränge 340 kg/qm . Vierräderige Lastwagen von 3 t Gewicht, $2,3 \text{ m}$ Breite, $1,4 \text{ m}$ Spurweite und der Anordnung nach Abb. 85.

Für die Straßenbrücken in Frankreich gilt folgendes:

Verschiedene Klassen von Brücken, je nach der Bedeutung der Straße, werden nicht angenommen. Die Berechnung ist auf Grund folgender Belastungen durchzuführen:

a. Gleichmäßig über die ganze Brücke einschl. der Fußwege verteilte Belastung von 400 kg/qm .

b. Karrenzüge gemäß Abb. 86, von $2,25 \text{ m}$ Ladebreite, soviel davon die Fahrbahn nebeneinander aufzunehmen vermag. Jeder Karren hat 6 t Gewicht und wird von je zwei hintereinander gespannten Pferden gezogen.

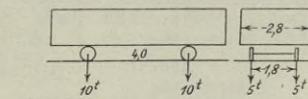
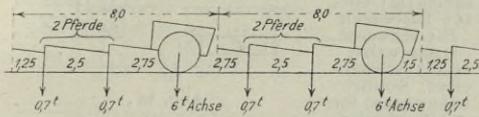


Abb. 88. Lastwagen für städt. Straßen.

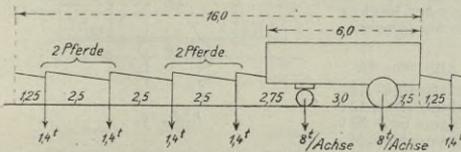


Abb. 86 und 87. Karren- bzw. Lastwagenzüge nach französischen Vorschriften.

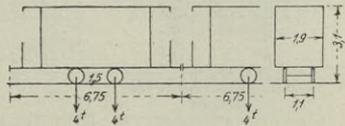


Abb. 89. Straßenbahnwagen.

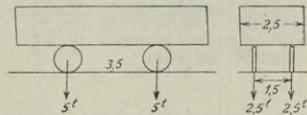


Abb. 90. Lastwagen für Landstraßen.

Abb. 88—90. Vorschriften für die Brücken des Elbe-Trave-Kanals.

c. Wagenzüge gemäß Abb. 87. Die Wagen haben bei 16 t Gewicht $2,25 \text{ m}$ Ladebreite und werden von je vier Zweigespannen gezogen. Die Beanspruchung der Brückenteile darf bei dieser Belastung um 100 kg/qm größer sein als für Karrenzüge. Dasselbe gilt, wenn man in dem Karrenzug anstatt eines der Karren ein durch fünf hintereinander angespannte Pferde gezogenes Fuhrwerk von 11 t Gewicht einstellt. Die Fußwege sind neben den Karren- und Wagenzügen mit 400 kg/qm zu belasten.

In Preußen gibt es leider zurzeit keine einheitlichen Bestimmungen für Straßenbrücken.

Im nachfolgenden seien deshalb eine Reihe von Belastungs-Vorschriften aufgeführt, die teils bei den Brücken-Wettbewerben, teils bei Ausführungen der letzten Zeit zugrunde gelegt und von den Aufsichtsbehörden gutgeheißen worden sind.

Beim Bau des Elbe-Trave-Kanals¹⁾ waren folgende Vorschriften maßgebend:

Für die Berechnung der Fahrbahn städtischer Brücken wurde eine Belastung durch Menschengedränge von 500 kg/qm Fahrbahn und Fußweg, für Landstraßen-Brücken von 400 kg/qm angenommen. Außerdem sind diese gleichmäßig verteilten Belastungen noch mit einem zweiachsigen Wagen von 20 t Gewicht zu der für jeden Stab ungünstigsten Bean-

¹⁾ Z. d. V. D. Ing. 1900, S. 753.

spruchung gruppiert (Abb. 88). Auch sind zwei zweiachsige Motorwagen nach Abb. 89 der elektrischen Straßenbahn unter Rücksichtnahme auf einen späteren zweigleisigen Ausbau der elektrischen Straßenbahn in Vergleich gebracht.

Bei den Landstraßen-Brücken ist dagegen an Stelle dieser Einzelasten nur mit einem zweiachsigen Fuhrwerk nach Abb. 90 von 10 t Gesamtgewicht gerechnet worden.

Bei dem Wettbewerb um den Entwurf einer festen Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim i. J. 1901¹⁾ waren folgende Belastungsvorschriften allerdings unter badischer Oberhoheit maßgebend:

Für die Hauptträger sollte eine gleichmäßig über die Brückenfahrbahn einschließlich der Gehwege verteilte Last von 400 kg/qm angenommen

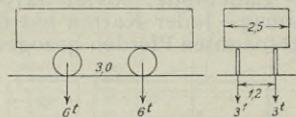


Abb. 91.

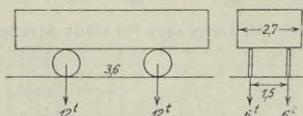


Abb. 92.

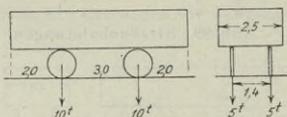


Abb. 95.

Abb. 91—94.
Belastungs-Annahme (12 t und 24 t Lastwagen, 25 t schwere Dampfwalze und 12 t schwere elektr. Straßenbahnwagen) für den Wettbewerb Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim.

Abb. 95—97.
Belastungs-Annahme (20 t, 12 t Wagen und 20 t schwere Dampfwalze) für die Treskowbrücke über die Spree in Oberschöne-weide bei Berlin.

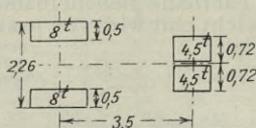


Abb. 93.

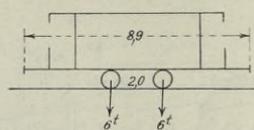


Abb. 94.

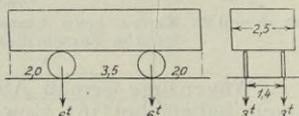


Abb. 96.

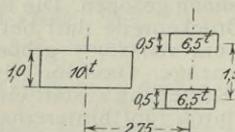


Abb. 97.

werden, für die Gehwegträger 550 kg/qm, für die Fahrbahnteile eine Belastung durch nebeneinander fahrende Wagen von 12 t Gewicht, 3 m Radstand, 1,2 m Spur- und 2,5 m Ladebreite (Abb. 91). Hierbei sollte auch ein schwerstes Fuhrwerk von 24 t Gewicht, 3,6 m Radstand, 1,5 m Spur- und 2,7 m Ladebreite (Abb. 92) oder aber eine Dampfwalze von 25 t Gewicht — 9 t für die Lenkwalzen, 16 t für die Treibwalzen bei 3,5 m Achsstand — 0,72 m Breite der Lenkwalzen, 0,5 m Breite der Treibwalzen und 2,26 m Arbeitsbreite (Abb. 93) in Vergleich gezogen werden.

Die Wagen der elektrischen Bahn sollten mit einem Achsen-Abstand von 2 m, einem Pufferabstand von 8,9 m und einem Gesamtgewicht von 12 t in Rechnung gesetzt werden (Abb. 94). Der nicht mit Wagen oder Walzen bedeckte Raum der Fahrbahn ist mit Menschengedränge von 400 kg/qm belastet anzunehmen.

Beim Wettbewerb der Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg²⁾ waren folgende Belastungsannahmen vorgeschrieben:

a. Fahrbahn. Ein Wagenzug, dessen Achsen 3 m Abstand vonein-

¹⁾ Der Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Z. d. V. D. Ing. 1901, S. 845.

²⁾ Der Wettbewerb um eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg Z. d. V. D. Ing. 1905, S. 1141.

ander haben und mit je 13 t belastet sind, soll an beliebiger Stelle der Fahrbahn über die Brücke geführt werden können (normale Spurweite). Neben dieser Belastung ist keine andere Verkehrslast in Rechnung zu stellen.

b. Gehwege. Belastung durch Menschengedränge mit 500 kg/qm.

c. Hauptträger. Belastung durch Menschengedränge mit 400 kg/qm auf der Fahrbahn und den Fußwegen oder auf der Fahrbahn und einem Fußwege, je nachdem die Belastung der Hauptträger am ungünstigsten wird.

Bei der im Jahre 1904 vom Verfasser erbauten Treskowbrücke in Oberschöne weide bei Berlin¹⁾ wurden folgende Belastungsannahmen zu Grunde gelegt:

a. Fahrbahn. α) Wagen mit 10 t Achsdruck, 3 m Achsstand und 1,4 m Spurweite, 2,5 m Ladebreite (Abb. 95), daneben Wagen von 6 t Achsdruck und 3,5 m Achsstand (Abb. 96) und für den noch freibleibenden Platz Menschengedränge von 400 kg/qm.

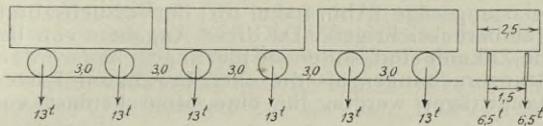


Abb. 98 und 99.

Belastungsannahme für die Stubenrauch-Brücke über die Spree zwischen Nieder- und Oberschöne weide.

(oben: Eisenbahn-Güterwagen, unten: Straßenbahnwagen).

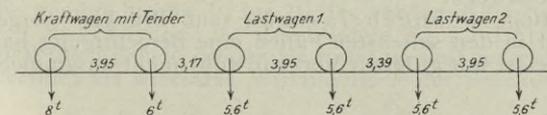
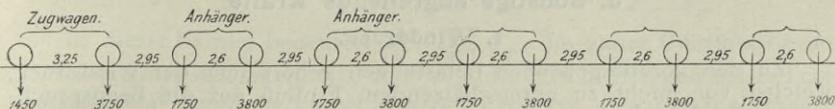


Abb. 100 u. 101.

Belastungszüge der Versuchsabteilung der Verkehrsstruppen (Brücken im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Berlin).



β) Dampfwalze von 23 t Gesamtgewicht, mit 1 m breitem Vorderrad und zugleich als Hinterräder in 2,75 m Achs-Entfernung und mit 1,5 m Spurweite, 0,5 m Breite und je 6,5 t Druck (Abb. 97). Bei Ueberführung dieser Dampfwalze war weiterer Verkehr auf der Fahrbahn ausgeschlossen.

b. Hauptträger und Gehweg. Menschengedränge von 400 kg/qm über Fahrbahn und einen Fußweg gleichmäßig verteilt. Ebenso sind die Gehwege für eine gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/qm berechnet.

Bei der gleichfalls vom Verfasser erbauten, als Straßen- und zugleich als Eisenbahnbrücke (Güterverkehr) dienenden Stubenrauch-Brücke zwischen Nieder- und Oberschöne weide war angenommen:

a. Für die Fahrbahn. α) Dampfwalze wie bei der Treskowbrücke, außerdem β) Güterwagen nach den preußischen Vorschriften von 3 m Achsstand und 1,5 m Spurweite mit 13 t Achslast (Abb. 98). Neben den Güterwagen war ein Lastwagen von 12 t Gewicht, 3,5 m Achsstand und 1,4 m Spurweite (wie Abb. 96), ferner auf dem zweiten Gleis drei Straßenbahnwagen hintereinander von je 12 t Gewicht, 3 m Achsstand und 1,5 m Spurweite (Abb. 99),

¹⁾ Z. d. V. D. Ing. 1905 S. 1608.

der übrige Teil der Fahrbahn mit Menschengedränge von 400 kg/qm belastet. γ) Wagen mit 10 t Achsdruck, 3 m Achsstand und $1,4 \text{ m}$ Spurweite (wie Abb. 95), daneben Lastwagen von 6 t Achsdruck, $3,5 \text{ m}$ Achsstand und $1,4 \text{ m}$ Spurweite (wie Abb. 96), außerdem Menschengedränge von 400 kg/qm . δ) Menschengedränge von 400 kg/qm .

b. Für die Hauptträger eine Reihe von Güterwagen mit 13 t Achslast, der übrige Teil der Fahrbahn und ein Fußweg mit Menschen-Gedränge von 400 kg/qm belastet. Die Abmessungen der Wagen sind die gleichen wie früher.

c. Für die Gehwege eine gleichmäßig verteilte Last von 400 kg/qm .

Bei den vom Verfasser entworfenen Brücken im Zuge der Döberitzer Heerstraße sind im allgemeinen der Berechnung der Fahrbahn die Lastenzüge wie für die Treskowbrücke zu Grunde gelegt. Außerdem waren noch zwei Belastungszüge (Abb. 100 u. 101) der Versuchsabteilung für Verkehrsgruppen zu berücksichtigen. Da diese Angaben von besonderem Interesse für die Zukunft sind, sollen sie hier angegeben werden, obwohl sie günstigere Beanspruchungen als die oben erwähnten Lasten ergeben haben. Die Hauptträger werden für eine Menschenlast von 500 kg/qm berechnet.

Für Stoßwirkungen sind bei Steinpflaster 10% Mehrlast zuzuschlagen, während bei Asphalt und Holzpflaster kein Zuschlag eintritt.

Obwohl die Belastung durch das Menschengedränge 600 kg/qm und darüber betragen kann, so ist es doch nicht ratsam, dieses auf größeren Brücken zur Hauptträger-Berechnung anzunehmen, sondern höchstens für einzelne Teile der Fußwege.

Auch wird neuerdings Schneebelastung auf Brücken vorgeschrieben, was wohl nur in den seltensten Fällen eine Berechtigung hat, da nennenswerte Schneelast mit größtem Verkehr wohl nicht zusammen treffen kann.

d. Sonstige angreifende Kräfte.

1. Winddruck.

Zu den vorübergehenden Belastungen gehört auch der Winddruck, welcher von nicht zu unterschätzendem Einfluß auf die Beanspruchungen des Tragwerkes sowohl, als auch auf die allgemeine Standfestigkeit der Brücke sein kann. Untersuchungen von v. Loessl¹⁾ bestätigen die Annahme des Winddruckes gegen eine senkrecht getroffene

Fläche zu $p = \frac{v^2 F \gamma}{g} \text{ kg}$, worin v die Geschwindigkeit des Windes (in m

für 1 Sek.), F die Größe der getroffenen Fläche (in qm), γ das Einheitsgewicht der Luft (in kg für 1 cbm), g die Beschleunigung des freien Falles (in m) = $9,81 \text{ m}$ bedeutet; der Winddruck wäre demnach bei gleichbleibendem F , γ u. g proportional dem Quadrat der Windgeschwindigkeit. Wirkt der Wind w unter einem Winkel gegen die getroffene Fläche, so kann man nach den letzten Versuchen v. Loessl's setzen $w = p \sin \alpha$. Diese Versuche haben somit bewiesen, daß die früher allgemein übliche Annahme $w = p \sin^2 \alpha$ nicht richtig ist. Die größte Windgeschwindigkeit ist je nach der Gegend verschieden. In Wien wurde bis 36 m , in Hamburg bis $30,4 \text{ m}$ gemessen. Diesen Werten würden nach obiger Formel die Winddrücke 162 kg/qm und 116 kg/qm entsprechen. Hierbei ist der Quotient $\gamma : g$ bei $+15^\circ \text{ C}$ und 760 mm Barometerstand zu rd. $0,125$ gesetzt.

In der Nacht, in welcher die Brücke über den Tay in Schottland

¹⁾ v. Loessl, Studie über aerodynamische Grundformeln. Zeitschr. d. öst. Ing.- u. Arch.-Ver. 1881, S. 103. — Zentrablatt d. Bauv. 1885, S. 203, 204.

durch den Sturm umgestürzt wurde, ist in Glasgow mittels des Anemometers ein Winddruck von 204 kg/qm gemessen worden; an der Stelle, wo die Brücke stand, war er vermutlich 290—340 kg/qm. In Amerika hat man bei Wirbelstürmen sogar sehr bedeutende, lotrecht nach oben gerichtete Windkräfte beobachtet, welche schwere Brücken von den Pfeilern abgehoben und in die Ströme gestürzt haben; in besonderen Fällen ergaben sich die hierzu nötigen Kräfte für das qm der Horizontalprojektion zu 200—350 kg. In England ist infolge des Einsturzes der Tay-Brücke ein größter Winddruck von 273 kg/qm getroffener Fläche der Berechnung zu Grunde zu legen; bei der Brücke über den Firth of Forth wurde 300 kg/qm angenommen. In Deutschland und Oesterreich unterscheidet man bei der Annahme des Winddruckes zwischen belasteter und unbelasteter Brücke, da bei einem Winddruck von 150—180 kg/qm Züge nicht mehr verkehren können; sie würden umgeworfen werden. Winkler rechnet den Winddruck für belastete Brücken mit 150 kg/qm, für unbelastete Brücken mit 250 kg/qm. Diese Werte werden auch gegenwärtig in Deutschland stets den statischen Berechnungen zu Grunde gelegt.

Eine Ausnahme hiervon macht Bayern, das für unbelastete Brücken 300 kg/qm, für belastete 150 kg/qm und Baden, das nur 150 bzw. 100 kg/qm vorschreibt.

Nach der österreichischen Verordnung vom 15. September 1887 ist ähnlich für belastete Brücken 170 kg/qm, für unbelastete Brücken 270 kg/qm Winddruck in Rechnung zu setzen.

Die Windrichtung, die im allgemeinen etwa 10° mit der Wagrechten einschließt, nimmt man zu Gunsten der Sicherheit wagrecht an.

Bei der Angriffsfläche des Windes auf die Brücke ist auch das auf der Leeseite gelegene Hauptträgerfachwerk mit in Rechnung zu setzen. Es genügt hierfür $\frac{1}{2}$ bis $\frac{2}{3}$ der vorderen Fläche zuzuschlagen.

Bayern und die Reichslande Elsaß-Lothringen schreiben vor, daß die Flächen beider Hauptträger voll gerechnet werden. Baden berechnet als wirksame Windfläche F der Brücke:

$$F = F_{g'} - F_{m'} + (F_{g''} - F_{m''}) \frac{F_{m'}}{F_{g'}} + (F_{g'''} - F_{m'''}) \frac{F_{m'}}{F_{g'}} \cdot \frac{F_{m''}}{F_{g''}} + \dots$$

In dieser Formel bedeutet: $F_{g'}$, $F_{g''}$, $F_{g'''}$ die ganze Umrißfläche der hintereinander stehenden, $F_{m'}$, $F_{m''}$, $F_{m'''}$ die Maschenflächen dieser Tragwände. Sind sämtliche Träger von gleicher Form, so wird bei n Trägern,

wenn man $\frac{F_m}{F_g} = m$ setzt: $F = F_g (1 - m^n)$.

Für die Verkehrslast bei Eisenbahnbrücken nehmen Preußen, Württemberg und die Reichslande ein Rechteck von 3 m Höhe über SO. als Winddruckfläche an. Bayern schreibt als Höhe 3,5 m, Sachsen 3,2 m und Baden nur 2,7 m vor.

Für Straßenbrücken wird in allen Staaten Winddruck angenommen wie für Eisenbahnbrücken, nur Bayern schreibt für Fußgängerstege 150 bzw. 75 kg/qm vor. Die Höhen des Verkehrsrechteckes sind:

in Bayern	} Straßenbrücken	2,5 m
„ Sachsen		} Fußgängerstege
„ Baden	} Straßenbrücken	
„ Elsaß-Lothringen		und
	} Fußgängerstege	1,5 „

2. Fliehkraft.

Die Fliehkraft oder Zentrifugalkraft kommt nur bei Eisenbahnbrücken in Krümmungen in Frage, da bei Straßenbrücken nur geringe Ge-

schwindigkeiten vorliegen. Die Fliehkraft wird in erster Linie den Windverband beanspruchen, der hierdurch eine Zusatzbelastung erhält.

Bezeichnet M die Masse des sich mit der Geschwindigkeit v bewegendem Körpers in der Krümmung mit dem Halbmesser R , so ist die radial nach außen wirkende Fliehkraft $C = \frac{M v^2}{R}$.

Wird die Masse des Körpers $M = \frac{G}{g}$ gesetzt, wo G sein Gewicht und $g = 9,81$ die Beschleunigung der Schwere bedeutet, so erhält man $C = \frac{G v^2}{g R}$. Für G sind im besonderen Falle die Achslasten der sich bewegendem Fahrzeuge einzusetzen, womit die Zentrifugalkraft C bestimmbar ist.

Wird für eine Lokomotivachse z. B. $G = 17^t$ und $v = 20$ m/Sek.,

$R = 500$ m gesetzt, so erhält man $C = \frac{17 \cdot 20^2}{9,81 \cdot 500} = 1,4^t$ für jede Achse.

Baden schreibt die Fliehkraft zu $\frac{4500}{R}$ Hundertstel der Verkehrslast vor, worin R den Halbmesser der Bahnachse in m bedeutet.

Bayern bringt die Formel $C = \frac{M \cdot v^2}{R}$ auf die Form $C = \zeta \cdot G$. Hierin ist G das Achsgewicht. Der Koeffizient ζ ergibt sich:

a) bei Hauptbahnen für R bis 800 m zu 0,15

„ R über 800 m „ 0,15 $\cdot \frac{800}{R}$,

b) bei Nebenbahnen für R bis 135 m zu 0,15

„ R über 135 m „ 0,15 $\cdot \frac{135}{R}$.

Die Reichsländischen Eisenbahnen schreiben die Geschwindigkeit zur Berechnung von C zu 100 km/St. bei Hauptbahnen und zu 60 km/St. bei Nebenbahnen vor.

3. Bremskraft.

Die Bremskraft entsteht infolge Reibung der gebremsten Räder an den Schienen. Sie ruft eine Längsbeanspruchung der Fahrbahn hervor und wird durch einen oder mehrere geeignete Verbände auf die Hauptträger und schließlich auf die Widerlager übertragen. Die Größe der Bremskraft hängt im allgemeinen von dem Gewicht der gebremsten Fahrzeuge ab und wird als Erfahrungswert eingeführt. Es empfiehlt sich, die Bremskraft $H = \frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ des Gesamt - Gewichtes aller gebremsten Fahrzeuge anzunehmen, bei großen Brücken jedoch nur von den Lokomotiv- und Tenderlasten, von der Anzahl der Güterwagen $\frac{1}{3}$.

Dieser Wert ist von Preußen, Württemberg, Sachsen und Elsaß-Lothringen festgesetzt.

Bayern bestimmt als Bremskraft 0,15 \cdot 3 Achsen von je einer Lokomotive und sämtlichen Wagen.

Baden schreibt den Bremswert vor: $B_r = 0,057 L + 0,069 T + 0,086 W$, worin L , T und W die Gewichte der Lokomotiven, Tender und Wagen ist.

4. Seitenkräfte des Verkehrs.

Das Schlingern der schnellfahrenden Lokomotiven erzeugt in der Vorderachse eine im Querverbände nicht zu vernachlässigende Seiten-

kraft. Diese wird wagrecht und quer zur Brückenachse gewöhnlich mit 5^t in Rechnung gesetzt.

Diesen Wert schreibt jedoch nur Preußen vor.

Eine weitere Seitenkraft für die Berechnung der Geländer und deren Befestigung bei Straßenbrücken ist der Druck des Menschengedränges gegen den Geländerholm, welcher in Höhe des letzteren zu 80 bis 100 kg auf das m anzunehmen ist.

Diesen Wert schreiben Preußen und Bayern vor, während Elsaß-Lothringen sowohl wagrecht als auch lotrecht 150 kg/m bestimmt.

5. Wärmeeinfluß.

Infolge der Wärmeschwankungen von -25° bis $+45^\circ \text{ C.}$ entstehen bei statisch bestimmten Systemen keine Spannungen, sofern diese Schwankungen sich allen Teilen gleichmäßig mitteilen können und ungehinderte Ausdehnung erfolgen kann. Bei statisch unbestimmten Systemen (Bogenbrücken) ist jedoch auf den Einfluß der Wärmeschwankungen um eine mittlere Aufstellungstemperatur von $+10^\circ \text{ C.}$ Rücksicht zu nehmen. Bei Straßenbrücken mit dichter Fahrabdeckung bildet schon der Wärmeunterschied zwischen den von der Sonne bestrahlten und den im Schatten unter der Fahrbahn liegenden Teilen die Ursache sehr zu beachtender Spannungen. Man legt zu deren Berechnung einen Wärmeunterschied von $\pm 10^\circ \text{ C.}$ zu Grunde.

Die Wärmeunterschiede werden von

Bayern . . .	auf -20 und $+40^\circ \text{ C.}$,
Württemberg „	-20 „ $+45^\circ \text{ C.}$,
Baden . . . „	-40 „ $+40^\circ \text{ C.}$ festgelegt.

6. Reibung der Auflager.

Da sowohl bei Gleitlagern als auch bei Rollenlagern Widerstände bei der Bewegung entstehen, so ist zu untersuchen, ob diese in dem Brückenbauwerk beachtenswerte Zusatzkräfte hervorrufen. Von den deutschen Eisenbahnverwaltungen berücksichtigten aber nur Bayern und Württemberg die hierdurch auftretenden Spannkraft.

Bayern schreibt vor, daß als Reibungskraft für Gleit- und Rollenlager $\frac{1}{4}$ des jeweiligen Auflagerdruckes in Rechnung zu setzen ist, während Württemberg diesen Wert nur für Gleitlager annimmt, für Rollenlager aber den Wert $\frac{1}{r}$ · Auflagerdruck festlegt, wo r der Radius der Rolle in Millimetern ist.

7. Verschiebung der Stützpunkte.

Bogenbrücken und durchgehende Tragwerke erleiden durch wagrechte bzw. senkrechte Stützen-Verschiebungen erhebliche Spannungs-Veränderungen. Man vermeidet in dieser Hinsicht empfindliche Bauarten bei unzuverlässigem Baugrunde. Aber selbst bei bestem Baugrunde und tadelloser Ausführung der Unterbauten ist es bei Anwendung derartiger Systeme Pflicht des Ingenieurs, den Einfluß solcher Verschiebungen theoretisch zu verfolgen. In solchen Fällen empfiehlt es sich, bei Bogenbrücken den Einfluß einer wagrechten Verschiebung der Widerlager bei kontinuierlichen Trägern den einer Senkung eines Auflagers um etwa $\frac{1}{5000}$ der Spannweite zu untersuchen.

III. Zulässige Beanspruchungen.

a. Allgemeines.

Die zulässigen Beanspruchungen sind so festzusetzen, daß das Bauwerk auf die Dauer mit Sicherheit allen äußeren Einwirkungen Widerstand leistet. Zu diesem Zwecke ist es nötig, die Festigkeitsgrenzen des Eisens zu kennen. Unter der Festigkeit ist die Spannung zu verstehen, bei der eine Zerstörung des Eisens erfolgt. Damit jedoch eine genügende Sicherheit gegen Zerstörung vorhanden ist, darf die äußerste Spannung nie die Elastizitätsgrenze überschreiten, also die Grenze, bis zu welcher die Dehnungen den Spannungen, somit auch den Belastungen proportional sind und keine nennenswerten bleibenden Längenänderungen vorhanden sind (Hook'sches Gesetz). Die zulässigen Inanspruchnahmen müssen jedoch, wenn genügende Sicherheit vorhanden sein soll, weit unter der Elastizitätsgrenze liegen, da außer den berechneten Kräften noch eine Reihe von Einflüssen vorhanden sind, die rechnerisch nicht verfolgt werden können. So entsprechen die angenommenen Belastungen nicht ganz der Wirklichkeit. Die gleichmäßige Verteilung des Eigengewichtes, die gewöhnlich der Berechnung zu Grunde gelegt wird, ist nie vorhanden, ebenso wenig entsprechen die angenommenen Raddrücke bzw. Achslasten der Fahrzeuge, die tatsächlich veränderlich sind, der Wirklichkeit. Die Annahme reibungsloser Gelenke anstelle der genieteten Knotenpunkt-Verbindungen bei der Berechnung der Stabwerke vernachlässigt ebenfalls die verschiedenartigsten Nebenspannungen, die bei den ohnehin verwickelten Berechnungen in der Praxis selten verfolgt werden.

Eine weitere Zusatzbelastung entsteht, namentlich bei Eisenbahnbrücken, infolge der stoßweisen Belastung der sich mit größerer Geschwindigkeit bewegend Fahrzeuge, wobei sich die Raddrücke erhöhen. Naturgemäß sind diese Einwirkungen bei kleineren Brücken bedeutender als bei großen Brücken, wo die Verkehrslasten gegenüber dem großen Eigengewicht nicht in dem Maße einwirken wie bei kleinen Brücken.

Nicht berücksichtigen lassen sich ferner die Materialfehler und die Montierungsfehler infolge ungleichen Anspannens der Stäbe. Diese Einflüsse können nur schätzungsweise bestimmt werden.

Früher setzte man die zulässige Inanspruchnahme gleich einem Teil der Bruchfestigkeit und bezeichnete den Quotienten aus Bruchfestigkeit und zulässige Beanspruchung als Sicherheitsgrad, der gewöhnlich zu 5 angenommen wurde. Hieraus wurden zulässige Beanspruchungen bestimmt, für die runde Werte eingeführt wurden. In der Gegenwart nimmt man aus vorerwähnten Gründen die zulässigen Beanspruchungen der Einfachheit halber nach Maßgabe der Stützweite der Brücke und dem Zusammenwirken verschiedener Belastungsfälle an. Hierbei ergaben sich früher Beanspruchungen zu $600\text{--}800\text{ kg/qcm}$ für Schweißeisen.

Eine andere Richtung in der Bestimmung der zulässigen Beanspruchungen und zwar nach der Art der Verkehrslast und ihrer Wirkungsweise führte zuerst Gerber¹⁾ ein. Er machte die Inanspruchnahme abhängig von dem Einfluß des Eigengewichtes und der stoßweise wirkenden Verkehrslast, welche er mit dem Einflußkoeffizienten 3 einführte, während er das Eigengewicht einfach in Rechnung stellte. Die Spannung an der Elastizitätsgrenze setzte er zu 1600 kg/qcm fest. Bezeichnet man mit

S_g die Stabkraft infolge von Eigengewicht,
 S_p „ „ „ „ „ „ Verkehrslast,
 F „ den „ „ „ „ „ „ Stabquerschnitt,

¹⁾ Die Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz 1863, als Manuskript gedruckt (Klett & Co., jetzt Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Werk Gustavsburg); Bestimmung der zulässigen Spannungen in Eisenkonstruktionen. Zeitschrift des bayerischen Arch.- und Ing.-Vereins 1874.

so setzt Gerber $1600 = \frac{S_g + 3 S_p}{F}$. Ist σ die zulässige Beanspruchung, so
 ist $\sigma = \frac{S_g + S_p}{F} = 1600 \frac{S_g + S_p}{S_g + 3 S_p}$.

Durch Gerber wurden die Wöhler'schen Versuchsergebnisse zuerst bei der Querschnittsbestimmung von Brückenkonstruktionen verwendet, wodurch ein wesentlicher Umschwung in den bis dahin üblichen Verfahren der Querschnitts-Bestimmung eintrat.

Wöhler hat zum ersten Mal in den Jahren 1859—1870 das Verhalten des Eisens und Stahls bei wiederholten Beanspruchungen untersucht. Er fand

1. daß das Eisen zerstört werde auch unterhalb der Bruchfestigkeit, wenn diese geringere Beanspruchung nur oft genug wiederholt wird;
2. daß es eine Beanspruchung gibt, welche das Eisen auch bei unendlich oftmaliger Wiederholung ertragen könne;
3. daß diese Beanspruchung umso größer sei, je kleiner die Differenz zwischen den wechselnden Beanspruchungen ist.

Launhardt hat im Jahre 1873 einen analytischen Ausdruck für das Wöhler'sche Gesetz, jedoch nur für Beanspruchungen in einem Sinne aufgestellt. Diesen Ausdruck erweiterte Weyrauch für Spannungen, die in entgegengesetztem Sinne wechseln. So entstanden die folgenden Launhardt-Weyrauch'schen¹⁾ Formeln für das Wöhler'sche Gesetz bei Beanspruchungen in einem Sinne

$$\text{für Schweiß Eisen } \sigma = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl } \dots \sigma = 1100 \left(1 + \frac{9}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

Bei Beanspruchungen in entgegengesetztem Sinne

$$\text{für Schweiß Eisen } \sigma = 700 \left(1 + \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right),$$

$$\text{für Stahl } \dots \sigma = 1100 \left(1 + \frac{5}{11} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right).$$

Hierbei sind S_{\min} und S_{\max} nur in ihren algebraischen Werten einzusetzen.

Auch Winkler²⁾ hat das Wöhler'sche Gesetz in anderer Form dargestellt. Er hat Gleichungen für überwiegenden Zug und überwiegenden Druck ohne Berücksichtigung der Stoßwirkung der Verkehrslast aufgestellt. Die Stoßwirkung der Verkehrslasten hat er hingegen durch Multiplikation der Spannungen infolge Verkehrslast mit einem Stoßkoeffizienten $m = 1,3$ für Eisenbahnbrücken und $m = 1,2$ für Straßenbrücken berücksichtigt. Gegen die Anwendung der aus dem Wöhler'schen Gesetz³⁾ abgeleiteten Beziehungen wendete sich Mohr, ferner Laible und Schübler⁴⁾, ebenso Landsberg⁵⁾, welcher besondere Formeln zur Querschnitts-Bestimmung aufstellte. Weitere Formeln haben Krohn⁶⁾ und Häsel⁷⁾ aufgestellt und sei hier auf die Literaturangaben verwiesen.

¹⁾ Festigkeit und Dimensionsberechnung der Eisen- und Stahlkonstruktionen mit Rücksicht auf die neueren Versuche von Dr. Jakob J. Weyrauch 1876.

²⁾ Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1877.

³⁾ Ueber die Verwertung der Wöhler'schen Versuche für die Dimensionierung der Eisenkonstruktionen, insbesondere der eisernen Brücken. Civilingenieur 1881.

⁴⁾ Zur Bestimmung der Festigkeits-Koeffizienten für Eisenbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1885. S. 138.

⁵⁾ Ueber die Bestimmung der Querschnitte von Eisenkonstruktionen. Zentralbl. d. Bauverwaltung 1885 S. 357, ferner: Zeitschr. des Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1888. S. 575.

⁶⁾ Zeitschr. des Vereins D. Ing. 1885. S. 153. Ueber Dimensionierung von Eisenkonstruktionen und über Wertziffern.

⁷⁾ Ueber die Wahl der zulässigen Inanspruchnahme der eisernen Brücken. D. Bztg. 1886.

Wie bereits erwähnt, hat man in neuerer Zeit auf Grund von Versuchen Bauschinger's die nach den Wöhler'schen Versuchen aufgestellten Methoden verlassen und bestimmt die zulässigen Beanspruchungen unter Berücksichtigung der Elastizitätsgrenze und wie vorher der oberen und unteren Spannungsgrenze. Das gilt für reinen Zug, Druck und bei Biegung. Auf die Knickgefahr ist besondere Rücksicht zu nehmen.

Die älteste Berechnungsweise ist bereits von Euler¹⁾ angegeben. Es wird diejenige Kraft bestimmt, die, unter Voraussetzung unbegrenzter Gültigkeit des Hook'schen Elastizitätsgesetzes, auch bei beliebig kleiner Exzentrizität des Kraftangriffs ein Knicken des Stabes hervorrufen würde. Als Sicherheitsgrad n wird das Verhältnis dieser Kraft zur von der Belastung hervorgerufenen größten Druckkraft P des Stabes bezeichnet. Für den Fall eines beiderseits gelenkig gelagerten Stabes lautet die Euler'sche Formel:

$$1) \quad n = \frac{\pi^2 \cdot E \cdot J}{P \cdot l^2},$$

worin E den Elastizitätsmodul des Materiales, J das kleinste Trägheitsmoment des Stabes und l die Entfernung der Auflagergelenke darstellt.

Die später aufgeführten preußischen Bestimmungen vom 1. Mai 1903 fordern für Druckstäbe, außer der Einhaltung der im folgenden Abschnitt besprochenen zulässigen Druckbeanspruchung, den Nachweis einer fünffachen Sicherheit nach der Euler'schen Formel.

Bezeichnet man mit σ' die mit Rücksicht auf die Knickgefahr zulassende Druckspannung eines Stabes und mit λ das Verhältnis der

Stablänge zum Trägheitsradius $\left(\frac{l}{i}\right)$, so erhält man, mit $E = 2150$ und $n = 5$ die Euler'sche Formel 1) in der übersichtlichen Form:

$$2) \quad \sigma' = \frac{\pi^2 E}{n \lambda^2} = \frac{4244}{\lambda^2},$$

wobei σ' gleich oder kleiner als die zulässige reine Zug- und Druckbeanspruchung σ sein muß. Bei schlanken Stäben, wie den meisten Druckstäben der Windverbände, bleibt σ' kleiner als σ , die zulässige Zugspannung also unausgenutzt; beispielsweise gilt dies für $\sigma = 1 \text{ t/qcm}$ bei Stäben mit Werten $\lambda > 65$.

Bei zweiwandigen Druckdiagonalen und einwandigen Obergurtstäben wird man im allgemeinen bestrebt sein, zugleich mit fünffacher Knick-sicherheit die Spannung σ auszunutzen, also bei $\sigma = 1 \text{ t/qcm}$ auf $\lambda = 65$ zu kommen; zweiwandigen Obergurtstäben entsprechen im allgemeinen kleinere Werte λ , also größere Sicherheitsgrade n . Wenn man für einen solchen Stab etwa $n = 12$ errechnet hat, so bedeutet das natürlich nicht etwa, daß eine Zerstörung erst bei zwölf-facher Belastung auftritt, sondern nur, daß die Gefahr eines unzulässigen Anwachsens der Nebenspannungen und somit die Knickgefahr wesentlich geringer bleibt als bei einem Stabe mit fünffacher Sicherheit.

Gegen diese Auffassung des Sicherheitsgrades läßt sich einwenden, daß sie keinen Aufschluß über die Knickkraft gibt, die eine Zerstörung des Stabes hervorruft; denn tatsächlich tritt, bei einer Beanspruchung von 1 t/qcm durch die Nutzlast, die Zerstörung durch Zerdrücken selbst bei einem beliebig kurzen Stabe schon bei etwa dreifacher Nutzlast ein. Zur Berechnung der Knickspannung k_0 ist vielmehr die der Formel 2) entsprechende Formel

$$3) \quad k_0 = \frac{\pi^2 E}{\lambda^2} = \frac{21220}{\lambda^2}$$

nur anzuwenden, falls die Proportionalitäts-Grenze des Baustoffes auch bei Eintritt des Knickens noch nicht überschritten ist; nimmt man die

1) Euler, De curvis elasticis. 1744 Lausanne-Genf.

Proportionalitäts-Grenze zu $1,92 \text{ t/qcm}$ an, so gilt die Formel also nur für

$$\lambda \leq \sqrt{\frac{21 \cdot 220}{1,92}} = 105.$$

Dies Ergebnis wird durch die umfangreichen Knickversuche von Tetmajer¹⁾ bestätigt. Für Flußeisen mit Werten $\lambda < 105$ hat Tetmajer die Formel

$$4) \quad k_0 = 3,1 - 0,0114 \lambda \text{ aufgestellt.}$$

Die Anwendung dieser Formel auf sehr kurze Stäbe mit $\sigma = 1,0 \text{ t/qcm}$ ergibt etwa dreifache Sicherheit. Da man jedoch mit diesem Sicherheitsgrade für schlanke Stäbe zu geringe Abmessungen erhält, schreiben die badischen Staatseisenbahnen die Anwendung der Tetmajer'schen Formel mit der Weisung vor, daß für $\lambda \leq 100$ $n = 3 + 0,01 \lambda$ und für $\lambda > 100$ $n = 4$ einzuführen ist.

In ungefährer Uebereinstimmung mit den Ergebnissen der Tetmajer'schen Formel ist noch die Formel der bayerischen und württembergischen Staatsbahnen: $\sigma' = \frac{\sigma}{1 + 0,0001 \lambda^2}$. Bei den Reichseisenbahnen, die bisher wie Preußen nach Euler rechneten, wird eine Umarbeitung vorgenommen nach Tetmajer und Krohn.²⁾

In der folgenden Zusammenstellung sind die zulässigen Beanspruchungen σ' für verschiedene Werte nach den preußischen, bayerischen und badischen Vorschriften gegenübergestellt, und zwar, um einen unmittelbaren Vergleich zu gestatten, für Belastungsweisen, bei denen alle drei Vorschriften für Zugstäbe eine Spannung von $1,0 \text{ t/qcm}$ zulassen.

Zusammenstellung der zugelassenen Knickbeanspruchung σ' bei gleichzeitig zugelassener Zugbeanspruchung $\sigma = 1,0 \text{ t/qcm}$.

$$\text{Preußen: } \sigma' = \frac{4244}{\lambda^2} \text{ bzw. } \sigma' < 1,0.$$

$$\text{Bayern, Württemberg: } \sigma' = \frac{1}{1 + 0,0001 \lambda^2},$$

$$\text{Baden: } \sigma' = \frac{3,1 - 0,0114 \lambda}{3,0 + 0,01 \lambda} \text{ für } \lambda \leq 100 \text{ und } \sigma' = \frac{5305}{\lambda^2} \text{ für } \lambda > 105.$$

$\lambda =$	10	20	30	40	50	60	65	70	80	90	100	105	125	150	175	200	225
Preußen $\sigma' =$	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	1,00	0,86	0,66	0,52	0,42	0,38	0,27	0,19	0,14	0,11	0,08
Bayern, Württb. $\sigma' =$	0,99	0,96	0,92	0,86	0,80	0,74	0,70	0,67	0,61	0,55	0,50	0,47	0,39	0,31	0,24	0,20	unzulässig
Baden $\sigma' =$	0,96	0,90	0,84	0,78	0,72	0,67	0,65	0,62	0,58	0,53	0,50	0,48	0,34	0,24	0,17	0,13	0,10

Die Zusammenstellung zeigt also, daß gerade für den praktisch häufigsten Fall die preußischen Vorschriften für einen und denselben Stab eine mehr als 1,5 mal so große Kraft als die badischen, und eine etwa 1,4 mal so große Kraft als die bayerischen zulassen. Für schlanke Stäbe erfordern jedoch die preußischen Vorschriften größere Trägheitsmomente; für sehr schlanke Stäbe erlauben die preußischen Vorschriften nur etwa die halbe Kraft wie die bayerischen. Werte $\lambda > 200$ sind in Bayern überhaupt verboten. In den Fachwerkstäben der Hauptträger werden die Unterschiede der preußischen und bayerischen Formeln insofern etwas ausgeglichen, als in Bayern für alle Stablängen für $\frac{4}{5}$ der Systemlänge, in Preußen dagegen die ganze Systemlänge einzuführen ist. Für die Stäbe der Windverbände fordern beide Vorschriften die ganze Systemlänge als Stablänge.

Keine der angeführten Berechnungsweisen gibt über die tatsächlich infolge der Nutzlast auftretenden Spannungen und

¹⁾ Die Gesetze der Knickung und der zusammengesetzten Druckfestigkeit der technisch wichtigsten Baustoffe. Leipzig 1903.

²⁾ S. Z. d. B. 1908 S. 559.

Nebenspannungen Aufschluß. Bei der Berechnung der Brücken kommt es nicht eben auf die Feststellung derjenigen Belastung allein an, die infolge Knicken eine sofortige Zerstörung des Bauwerkes hervorrufen würde. Denn eine 3—4fache Vermehrung der Normalbelastung, wie sie zum Knicken vorausgesetzt wird, ist im Betriebe ausgeschlossen; die Zerstörung von Brücken ist auch, abgesehen von den wenigen Fällen, wo eine Entgleisung unmittelbar den Anlaß zur Zerstörung der Hauptträger gegeben hat, wohl ausnahmslos bei der rechnungsmäßigen Belastung oder bei geringer Ueberschreitung derselben erfolgt.

Maßgebend für die Wahl der zulässigen Beanspruchungen ist vielmehr die Forderung, daß bei geringer Ueberschreitung der Nutzlast die Spannungen noch innerhalb der Elastizitätsgrenze des Baustoffes bleiben müssen, damit keine bleibenden Formänderungen entstehen, die eine allmähliche Zerstörung des Bauwerkes zur Folge haben würden und außerdem die theoretische Grundlage für die statische Berechnung, nämlich das Hooke'sche Gesetz, alsbald ausgeschaltet sein würde. In diesem Sinne hätte man die infolge einer allgemeinen Exzentrizität des Kraftangriffes, etwa 1:200 der Stablänge, entstehende Spannung für eine geringe Vermehrung der Nutzlast zu berechnen und, wenn $\sigma = 1,0 \text{ t/qcm}$ als zulässige Zugbeanspruchung eingeführt ist, etwa die Forderung zu stellen, daß die Spannung bei doppelter Belastung unter $2,4 \text{ t/qcm}$ bleibt. Für einheitliche Stab-Querschnitte ist diese Berechnungsweise verhältnismäßig einfach¹⁾, jedoch entbehrlich, da die Anwendung der amtlich vorgeschriebenen Formeln hier hinreichende Sicherheit bietet. Wünschenswert wäre die Berechnung der auftretenden Spannungen für Rahmen- und Gitterstäbe, falls die Sicherheit der gewählten Verbindungsart der Stabteile nicht außer Zweifel steht.²⁾

Zu erörtern bleibt die Berechnung der Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken. Auch hier sind dieselben Verschiedenheiten der Auffassungen wie bei dem geraden Stabe, wenigstens in der Theorie, vertreten. Zur angenäherten Berechnung der erforderlichen Abmessungen ist für Balkenbrücken die Formel von Engesser geeignet:

$$5) \quad n = \frac{2}{P} \sqrt{\frac{EJ}{\delta a}},$$

worin P die größte Druckkraft der Gurtung, J das auf die senkrechte Schwerachse bezogene Trägheitsmoment des Obergurtes, δ die Ausbiegung des Querrahmens infolge wagrechter, in Obergurthöhe angreifender Kräfte von der Größe 1 und a die Feldweite bedeutet. Die Formel setzt, ebenso wie die Euler'sche Formel 1) unbegrenzte Gültigkeit des Hooke'schen Gesetzes, ferner unveränderliche Werte, P , J , δ , a für die ganze Brückenlänge, sowie starre Endrahmen voraus.³⁾

Die preußischen Bahnen schreiben die Anwendung der Engesser'schen Formel mit fünffacher Sicherheit, die badische Verwaltung mit vierfacher Sicherheit vor. Die Reichseisenbahnen, die bisher ebenfalls die Engesser'sche Formel benutzten, unterziehen diese zur Zeit einer Neubearbeitung. Bei offenen Bogenbrücken, deren Gurtungen bogenförmig aus der Fahrbahn heraustreten, liefert die Engesser'sche Formel unverhältnismäßig große Abmessungen; für derartige Brücken ist die Formel $n = \frac{3,3}{P} \sqrt{\frac{EJ_1}{\delta \cdot a}}$ zu empfehlen⁴⁾, die unter den gleichen Voraussetzungen wie

¹⁾ Vergl. Hütte, XX. Aufl., I. S. 481.

²⁾ Eine derartige, von Müller-Breslau angegebene Berechnungsweise ist, als Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaft, im Verlag von Georg Reimer 1910, erschienen. Die Frage der Knicksicherheit von Gitterstäben im Sinne der Tetmajer'schen Auffassung der Sicherheitsgrades ist auch von Krohn im Z. d. B. 1908, Nr. 84, S. 559 behandelt.

³⁾ Vergl. Engesser: Die Zusatzkräfte und Nebenspannungen eiserner Brücken, woselbst auch der Fall elastischer Endrahmen erörtert ist, sowie Z. d. B. 1909, S. 178, wo die Umwandlung der Formel 5) unter Berücksichtigung der Tetmajer'schen Untersuchungen gezeigt worden ist

⁴⁾ Briske, Z. d. B. 1910, S. 53.

die Engesser'sche Formel abgeleitet ist, jedoch die Einspannung der Gurtungen an den Enden durch die sehr kräftig zu gestaltenden Queraussteifungen in der Nähe der Auflager berücksichtigt. Es ist anzuraten, die beiden angeführten Formeln nur zur vorläufigen Ermittlung der notwendigen Querschnitts-Abmessungen zu benutzen und außerdem eine genaue Berechnung der etwa infolge der doppelten Nutzlast auftretenden Spannungen und Nebenspannungen für die Gurtungen und Querrahmen nach den von Müller-Breslau in „Graphische Statik“, II 2 mitgeteilten Verfahren durchzuführen. Wenn diese Berechnungsweise auch ziemlich umfangreich ist, so ist sie doch zur richtigen Beurteilung dieser wichtigen Festigkeitsverhältnisse, die die Ursache zu Brückeneinstürzen gegeben haben, bei allen größeren Bauwerken zu empfehlen, insbesondere in den Fällen, wo man an die Einhaltung von Vorschriften nicht gebunden ist und geringere Abmessungen als die aus den mitgeteilten Formeln, mit etwa dreifacher Sicherheit gewählt hat.

b. Vorschriften für die eisernen Brücken einiger deutscher Staats-Eisenbahn-Verwaltungen.

α. Preußische Vorschriften vom 1. Mai 1903.

1. Glieder der Hauptträger.

a. Auf Zug beanspruchte Teile gegliederter Träger und Gurtungen vollwandiger größerer Träger. Bei Anwendung von Flußeisen werden für die Zugbänder der gegliederten Träger mit Ausnahme der Gegendiagonalen und für die Gurtungen der vollwandigen Träger von mehr als 10^m Stützweite die folgenden Beanspruchungen zugelassen:

Stützweite bis zu 20 40 80 120 160 200 ^m

Beanspruchung:

α. ohne Rücksicht auf Winddruck bis zu 850 900 950 1000 1050 1100 kg/qcm
 β. mit Rücksicht auf Winddruck bis zu 1000 1050 1100 1150 1200 1250 ..

Wenn aus besonderen Gründen Schweißeisen angewendet wird, sind diese Werte um 10% zu ermäßigen.

Die Beanspruchungen der Bauteile, die im allgemeinen mit Berücksichtigung der Wirkung des Windes zu bemessen sind, dürfen bei Außerachtlassung dieser Wirkung nicht höher sein, als die unter α angeführten Werte. Das gleiche gilt selbstverständlich für diejenigen Teile, auf welche der Wind überhaupt keine Wirkung ausübt.

Für den Festigkeitsnachweis aller Glieder mit Ausnahme der Gegendiagonalen genügt es, wenn vorstehende Zahlen nicht überschritten werden. Bei der Querschnittsermittlung empfiehlt es sich jedoch, mit Spannungswerten zu rechnen, die für die betreffende Stützweite geradlinig zwischen die angeführten Zahlen eingeschaltet sind. Die Querschnitte der Gegendiagonalen sind (ebenso wie die Zahlen ihrer Anschlußniete) ohne besondere Berechnung nach den Ergebnissen für die beiden Diagonalen des Mittelfeldes oder für die Hauptdiagonalen der etwa vorhandenen beiden Mittelfelder zu bemessen.¹⁾

b. Druckglieder. Für die Druckspannungen sind die gleichen Zahlen anzuwenden wie für die Spannungen der Zugglieder. Außerdem ist für die Druckglieder nach der Euler'schen Formel eine mindestens fünffache Sicherheit gegen Knicken nachzuweisen.

Für Druckdiagonalen, welche die Anwendung von Gegendiagonalen entbehrlich machen sollen, sind die Beanspruchungen in der Weise zu ermäßigen, daß die Druckkraft jeder der beiden einzeln betrachteten gekreuzten Diagonalen des Mittelfeldes oder der Diagonalen der beiden Mittelfelder, als größte Druckkraft aller in Frage kommenden Diagonalen angenommen wird.²⁾

1), 2) Angeordnet durch Erlaß vom 21. Juli 1899 (E.-N. Bl. S. 424), vergl. Bd. 1.)

2. Vollwandige Hauptträger kleinerer Brücken und Fahrbahnträger.

a. Hauptträger kleinerer Brücken. Für Träger mit einer Stützweite bis zu 10^m wird bei Anwendung von Flußeisen eine Beanspruchung bis zu 800 kg/qcm , bei Anwendung von Schweißeisen bis zu 750 kg/qcm zugelassen.

b. Quer- und Längsträger. Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, sodaß eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf die Fahrbahnträger nicht vorhanden ist, so sind dieselben Beanspruchungen zulässig, wie bei den vollwandigen Hauptträgern.

Liegen die Schienen mittels Querschwellen auf den Längsträgern, so dürfen diese und die Querträger aus Flußeisen nur bis 750 kg/qcm , aus Schweißeisen bis 700 kg/qcm beansprucht werden.

Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längsträgern, so sind diese bei Flußeisen nur bis 700 kg/qcm und bei Schweißeisen bis 650 kg/qcm zu beanspruchen. Das Gleiche gilt für Querträger, wenn sie in Ermangelung von Längsträgern die Schienen unmittelbar tragen.

3. Glieder der Wind- und Eckverbände.

Die Beanspruchungen dürfen die unter 1, a, β angegebenen Werte erreichen, jedoch mit der Einschränkung, daß bei den Windverbänden Flacheisen mit einem geringeren Querschnitte als $80 \times 10^m \text{ mm}$ und bei den Eckverbänden schwächere Winkeleisen als $70 \cdot 70 \cdot 10^m \text{ mm}$ zu vermeiden sind. Die Eckverbände sind stets, die Windverbände soweit angängig, aus steifen Stäben zu bilden. Für solche Stäbe genügt der Nachweis einer nur zweifachen Knicksicherheit, wenn sie paarweise angeordnet und so bemessen und angeschlossen sind, daß der auf Zug beanspruchte Stab bei etwaigem Ausbiegen des Gegenstabes die zu übertragende Kraft allein aufnehmen kann. Bei Windverbänden setzt dies selbstverständlich voraus, daß ausreichend stark bemessene Querträger oder Quersteifen in oder nahe an der Ebene des Windverbandes vorhanden sind. Die Druckkraft ist dann gleich der Hälfte der auf beide Stabrichtungen zusammen entfallenden Diagonalspannung zu setzen; als Knicklänge ist bei genügender Verbindung der Stäbe in ihrem Kreuzungspunkte die halbe Stablänge anzunehmen.

4. Nietverbindungen.

Als Scherspannung sind für die zur Verbindung von Hauptträgerteilen dienenden Niete höchstens die unter 1, a für Schweißeisen ohne Rücksicht auf Winddruck festgesetzten Werte (also 90% der Zahlen der Reihe a) zulässig. Der Lochleibungsdruck darf höchstens den doppelten Wert der Scherspannung erreichen. Dasselbe gilt für die Niete in den Wind- und Eckverbänden. Jeder Anschluß eines zur Uebertragung wesentlicher Kräfte dienenden Stabes muß bei Flacheisen mindestens zwei, bei Winkeleisen mindestens drei Niete enthalten.

Für die zum Anschluß der Längs- an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger dienenden Niete sind die Scherspannungen um je 50 kg/qcm niedriger als die für die betreffende Anordnung gemäß 2) zugelassenen Spannungswerte, die Lochleibungsdrucke gleich dem Doppelten der Scherspannung zu wählen.

5. Art der Berechnung.

Die durch die Steifigkeit der Knotenpunkte und durch den festen Anschluß der Längs- an die Querträger und der letzteren an die Hauptträger hervorgerufenen Nebenspannungen brauchen in der Regel nicht in Rechnung gestellt zu werden. Wo dies jedoch für notwendig gehalten wird, ist zu prüfen, ob und in welchem Umfange eine Aenderung der hier festgesetzten Spannungsgrenzen angezeigt ist.

Im übrigen wird die Wahl der Rechnungsverfahren und die Art der Querschnittsermittlung frei gelassen mit der Maßgabe, daß nicht die erforderlichen und wirklich angewendeten Querschnitte und Nietzahlen gegenüber zu stellen, sondern nur die auftretenden Spannungen (tunlichst in Tabellenform oder durch Einschreiben in ein Trägerbild) anzugeben sind.

Bei den Ausrechnungen reicht im allgemeinen ein Genauigkeitsgrad von etwa $\frac{1}{2}\%$ aus, so daß bei Werten über 10,0 eine Stelle hinter dem Komma genügt, und bei Werten über 1000 an der Einerstelle stets eine Null stehen kann. Bei der rechnerischen Prüfung, die mit dem Rechenstab ausgeführt werden kann, sind nur solche Abweichungen vom genauen Wert zu berichtigen, die größer sind, als 1% .

β. Vorschriften der kgl. bayerischen Staatseisenbahn.¹⁾

a. Haupt- und Fahrbahnträger. Die größte zulässige Beanspruchung für ständig ruhend wirkende Last (Eigengewicht, tote Last) wird für Walzeisen (Flußeisen) auf $\sigma = 1200 \text{ kg/qcm}$ wirksamer Eisenfläche festgesetzt. Alle beweglichen Lasten müssen mit einem Stoßkoeffizienten vergrößert werden. Dieser kann zu 1,5 angenommen werden, wenn die stoßweise auftretende Last wie die ständige, ruhend wirkende eingeführt werden soll. In gegliederten Systemen sind die Querschnittsflächen der Zugstäbe wie folgt zu bestimmen:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Sind } {}^0S' \text{ die Stabkräfte} \\ {}^0Z' \text{ die Scherkräfte} \\ {}^0M' \text{ die Momente} \end{array} \right\} \text{ für die ständige Last}$$

$$\text{und } \left. \begin{array}{l} {}^1S' \text{ die Stabkräfte} \\ {}^1Z' \text{ die Scherkräfte} \\ {}^1M' \text{ die Momente} \end{array} \right\} \text{ für die veränderliche Last}$$

aus denen die Werte ${}^vS = 1,5 \cdot {}^1S'$, ${}^vZ' = 1,5 \cdot {}^1Z'$, ${}^vM' = 1,5 \cdot {}^1M'$ hergeleitet sind, so ist die erforderliche Fläche:

α. für Zug- und Druckstäbe (kein Wechsel der Spannungen) wenn ${}^vS'$ die numerisch größte der mit ${}^0S'$ gleichgerichteten Spannungskräfte aus

der Verkehrslast darstellt: $F_{dm^2} = \frac{{}^0S' + {}^vS'}{120}$;

β. für Wechselstäbe, wenn ${}^vS'_z$ und ${}^vS'_D$ die größte Zug- bzw. Druckkraft aus der Verkehrslast und ${}^vS'_z + {}^vS'_D$ die Summe beider ohne

Rücksicht auf das Vorzeichen darstellen $F_{dm^2} = \frac{{}^vS'_z + {}^vS'_D}{120}$;

γ. für Vollwandträger, ohne Berücksichtigung der wechselnden Wirkung der Kräfte ist das in Rechnung zu setzende reduzierte Moment

$$M = \frac{{}^0M' + {}^vM'}{120}$$

Bei allen Flächen für Zugstäbe ist die Nietverschwächung in voller Größe zu berücksichtigen. Für Druckstäbe ist ein Bohrverlust in der Regel nicht in Abzug zu bringen. Um Ausbiegungen zu verhindern, ist die mittlere Querschnittsfläche der reduzierten Kraft zu vergrößern. Man setze: $F = S(1 + \omega)$. Für Walzeisen ist anzunehmen:

$\omega = 0,0001 \cdot s^2 \frac{F}{J}$, wenn $s =$ Knicklänge des Stabes in dm , $F =$ volle Fläche

in dm^2 , $J =$ Trägheitsmoment für die in Betracht kommende Achse. Für Füllungsglieder von Fachwerkträgern mit vernieteten Knotenpunkten

kann die Knicklänge s zu $\frac{4}{5}$ der geom. Länge angenommen werden.

¹⁾ Besondere Vertragsbedingungen für die Ausführung eiserner Brücken- und Hochbaukonstruktionen vom 1. Februar 1908. München.

Der Koeffizient $(1 + \omega)$ soll nicht größer als 5 werden.

Der mittlere Querschnitt eines Wechselstabes bestimmt sich dann wie folgt: $F_{dm^2} = S + B + N \cdot \omega$, hierin bedeutet B den Bohrverlust in dm^2 , S die reduz. Kraft in t , N die größte im Stabe zur Wirkung kommende reduzierte Druckkraft = $\frac{{}^0S' + {}^vS'D}{120}$.

Die Grenzbeanspruchungen von Stäben darf für ${}^0S' + {}^vS' + {}^rS' + {}^bS'$ nicht größer als 1600 kg/qcm werden. Hierin ist: ${}^rS'$ die Spannkraft, welche aus der Reibung der Lager entstehen kann, die mit $\frac{1}{4}$ des gesamten Stützdruckes zu berechnen ist, ${}^bS'$ die durch Bremsen des Zuges auf dem Bauwerk entstehende Stabkraft.

Bei der Bestimmung von Widerstandsmomenten für Blechträger sind mindestens zwei Bohrungen in jedem liegenden Teile des oberen und unteren Gurtcs und $\frac{1}{5}$ des Widerstandsmomentes des Steges abzuziehen.

Die Dicke des Steges hat wenigstens 10 mm zu betragen. Ist die Höhe geringer als $\frac{1}{14} \infty \frac{1}{16}$ der Länge, so ist die Dicke auf 12 mm zu erhöhen.

Die Scherfläche W der Niete ist mit $\frac{8}{10}$, jene der konisch abgedrehten Bolzen mit $\frac{9}{10}$ der zugehörigen Bohrungsfläche in Rechnung zu bringen. Der Leibungsdruck darf das 2,5fache der Scherbeanspruchung betragen.

b. Querverbindungen. Die zulässige Beanspruchung der Querverbindungen ist für die Kraftwirkungen ${}^0S'$ aus Winddruck oder ${}^eS'$ aus Fliehkraft $a' = \frac{{}^0M' + {}^1M'}{M}$, wie dieser Wert sich für die Mitte der Haupt- bzw. Zwischenträger ergibt. Für gleichzeitige Wirkung aus Wind- und Fliehkraft darf 1200 kg/qcm nicht überschreiten.

Für die Knickfestigkeit gelten dieselben Bestimmungen wie oben, nur muß als Knicklänge hier die geometrische Länge des Stabes eingeführt werden. Bei der Annahme eines Winddruckes von 300 kg/qm wird als zulässige Beanspruchung des Materials $2 \cdot a'$ festgesetzt.

Für die Haupt- und Zwischenträger darf die größte Spannung aus ${}^0S' + {}^vS' + {}^eS' + {}^rS' + {}^bS' + {}^wS'$ nicht grösser als 1600 kg/qcm werden.

Für Vollwandträger ist hinsichtlich dieser wagrechten Kraftwirkungen lediglich die volle Fläche des betrachteten Gurtungsquerschnittes, ohne Wandblech, in Betracht zu ziehen.

c. Holzquer- und -Langschwellen. Als zulässige Beanspruchung ist festgesetzt: auf Biegung für Nadel- und Eichenholz 100 kg/qcm, auf Druck rechtwinklig zur Faser für Nadelholz 30 kg/qcm, für Eichenholz 50 kg/qcm. Hierbei bleibt der Stoßkoeffizient 1,5 außer Betracht.

d. Rüstungen und Hilfskonstruktionen. Eiserne Rüstungen dürfen in keinem Teile höher als mit 1200 kg/qcm angestrengt werden.

Für die Rüstungshölzer (Nadelholz) wird als oberste Grenze, unter Berücksichtigung aller Verschwächungen, festgesetzt:

Auf Biegung, Zug und Druck in der Längsrichtung 100 kg/qcm; auf Abscheren in Richtung der Faser 10 kg/qcm; auf Abscheren senkrecht zu den Fasern 45 kg/qcm.

Gedrückte Konstruktionsteile sind auf Knickung nach der Formel zu berechnen $F \geq \frac{S'}{10} \left(1 + 0,0002 \frac{F \cdot s^2}{J} \right)$ in der alle Abmessungen in dm und t ausgedrückt sind.

γ. Vorschriften für die württembergische Staatsbahn.¹⁾

Zulässige Beanspruchungen und Bestimmung der Querschnitte.

A. Flußeisen.

1. Zug und Druck. Die zulässige Spannung beträgt:

a. Für vollwandige Hauptträger mit versenkter Fahrbahn und einer Stützweite bis $l = 15$ m: $s = 600 + 10 \cdot l$ kg/qcm, worin l in m einzusetzen ist; bei $l > 15$ m, $s = 750$ kg/qcm. Liegen die Gleise unmittelbar auf den Trägern, so kommen die unter 1c) aufgestellten Formeln in Anwendung.

b. Für Fachwerkträger jeder Art und Bogenträger:

$s = 750 \cdot \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{S_{\min}}{S_{\max}} \right)$ kg/qcm, jedoch nicht über 1000 kg/qcm. Hierin bedeuten S_{\min} und S_{\max} den numerisch kleineren bzw. größeren Grenzwert der in jedem einzelnen Stabe auftretenden Kraft. Wenn die Grenzwerte gleiche Vorzeichen haben, ist das obere Vorzeichen in Klammer entgegengesetzte Vorzeichen zu wählen.

c. Für Fahrbahnteile (Quer- und Längsträger, sowie Belageisen). Liegen die Schienen mittels hölzerner Querschwellen auf den Längsträgern, so ist: $s = 600 + 10 \cdot l$ kg/qcm. Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar oder mittels eiserner Keilplatten oder mittels eiserner Querschwellen auf den Längsträgern, so ist $s = 0,9 (600 + 10 \cdot l)$ kg/qcm. Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, so daß eine unmittelbare Auflagerung des Oberbaues auf die Fahrbahnteile nicht vorhanden ist, so ist $s = 1,1 (600 + 10 \cdot l)$ kg/qcm.

d. Für den Horizontal- und Querverband bei einer Stützweite bis zu 15 m: $s = 800$ kg/qcm, bei über 15 m Stützweite: $s = 1000$ kg/qcm.

e. Für Fußsteg-Konstruktionen und Geländer an den Bahnbrücken $s = 1000$ kg/qcm.

f. Für außergewöhnliche Belastungen von Brücken (Kanonen- und Panzerplatten-Transporte, ganze Lokomotivzüge auf großen Brücken) wird eine Gesamtspannung bis 1200 kg/qcm zugelassen.

2. Sicherheit gegen Knicken.

Für gedrückte Stäbe sind, soweit Knickung in Betracht kommt, die unter Ziffer 1a—f aufgeführten Werte durch die Beiwerte

$$K = 1 + \alpha \frac{F_0 \cdot l^2}{J_0} = 1 + \alpha \frac{l^2}{i_0^2}$$

zu dividieren, wobei F_0 den ungeschwächten Querschnitt ohne Bohrverlust, J_0 dessen kleinstes Trägheitsmoment in Bezug auf die nach der Befestigungsart mögliche Biegungsachse, l die entsprechende Knicklänge und α einen Beiwert bedeutet, dessen Größe von der Querschnittsform und dem Baustoff des Stabes abhängig ist. Es ist somit bei Knickgefahr

die zulässige Spannung $s_k = \frac{s}{K}$ zu ermitteln, welche von der gleichmäßigen Druckspannung $\sigma = \frac{S}{F_b}$ mit Berücksichtigung des Bohrverlustes

nicht überschritten werden darf. Zu Vergleichszwecken ist als Knickspannung der Wert $K \cdot \sigma$ auszurechnen, welcher \bar{s} zu sein hat.

Für Flußeisen ist $\alpha = 0,0001$ zu setzen. Bei Bestimmung der Knicklänge ist die Art der Befestigung des Stabes und die Steifigkeit der betreffenden Knotenpunkte zu berücksichtigen. Als Knicklänge ist in

¹⁾ Vorschriften für die Berechnung und das Entwerfen eiserner Brücken und Hochbauten vom 14. April 1894 und Februar 1909.

der Regel zu wählen für die Gurtungsstäbe: die Entfernung der Knotenpunkte, für die Ständer in der Trägerebene: 0,8 der Entfernung der Knotenpunkte, quer zur Trägerebene je nach der Art der Ausbildung des Querrahmens: die ganze bis zu 0,5 der theoretischen Stablänge L (vergl. Abb. 102—104).

Für Fall 2 (nach Abb. 103) ist jedoch meistens das Ergebnis der Untersuchung für eine Seitenkraft im Obergurt von $\pm S_q = 0,01 S_{\max}$ und für Fall 3 (nach Abb. 104) die Rücksicht auf Ueberführung des Winddruckes in den unteren Windverband ausschlaggebend.

Für die Streben in der Trägerebene: 0,8 der Entfernung der Knotenpunkte und quer zur Trägerebene: die ganze Entfernung der Knotenpunkte.

3. Beanspruchung auf Schub oder Abscherung.

a. die zulässige Scherspannung von Niet- und Bolzeneisen senkrecht zur Faserrichtung hat 0,8 der niedersten zulässigen Zug- oder Druckspannungen der verbundenen Konstruktionsteile zu betragen, also $t = 0,8 \cdot s \text{ kg/qcm}$; jedoch nicht über $0,8 \cdot 800 = 640 \text{ kg/qcm}$. In der Faserrichtung der Niet- und Bolzeneisen ist eine Spannung von 300 kg/qcm Bohrfläche zulässig. Konstruktions-Anordnungen, die solche auf Abreißen der Köpfe wirkende Kräfte hervorrufen, sind jedoch auf Ausnahmefälle zu beschränken. Als Querschnitt der Niet- und Schraubenbolzen ist die Bohrfläche (nicht die Schaftfläche) in Rechnung zu stellen.

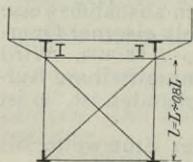


Abb. 102.

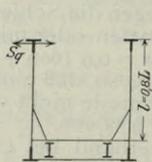


Abb. 103.

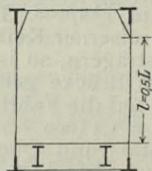


Abb. 104.

Als Querschnitt der Niet- und Schraubenbolzen ist die Bohrfläche (nicht die Schaftfläche) in Rechnung zu stellen.

b. Der Druck auf die Bohrlochwand (Stauchdruck) soll auf das q_{cm} der Projektion

das zweifache der zulässigen Zug- oder Druckspannung des betreffenden Konstruktionsgliedes, also $2 \cdot s \text{ kg/qcm}$, nicht überschreiten und für Flußeisen nicht mehr als 1500 kg/qcm betragen.

c. Die zulässige Schubspannung für das Stehblech von Blechträgern ist für Flußeisen zu 400 kg/qcm anzunehmen.

B. Flußstahl und Stahlguß.

Dieses Material ist für stark beanspruchte Teile geringer Abmessungen zu verwenden. Flußstahl (schmiedbarer Stahl) von 5400 kg/qcm Zugfestigkeit, 12% Dehnung zu einfachen Auflagerteilen; zulässige Zug-, Druck- und Biegungsspannung 1200 kg/qcm ; Stahlguß (Martinformstahl) von 4500 kg/qcm Zugfestigkeit und 12% Dehnung zu komplizierten Auflagerteilen; zulässige Zug- 900 , Druck- 1200 und Biegungsspannung 1000 kg/qcm .

C. Gußeisen.

Die Verwendung des Gußeisens ist nur zu Unterstützungen zulässig. Das Gußeisen wird in der Regel auf bis höchstens 750 kg/qcm Druck und nur ausnahmsweise auf einfachen Zug bis zu 250 kg/qcm , auf Biegung mit 350 kg/qcm , auf Schub mit 250 kg/qcm beansprucht.

Bei Säulen aus Gußeisen ist mit Rücksicht auf Knickgefahr die zulässige Spannung zu $s_k = \frac{750}{1 + 0,0003 \frac{l^2}{i^2}} \text{ kg/qcm}$ anzunehmen.

D. Holz.

Die zulässige Spannung auf Biegung, sowie auf Druck und Zug in der Faserrichtung ist für Eisenbahnschwellen aus Eichenholz 75 kg/qcm , aus Buchenholz 75 kg/qcm , aus Kiefernholz 55 kg/qcm und für Brückenbelag 75 kg/qcm anzunehmen.

Bei Säulen aus Holz ist mit Rücksicht auf Knickgefahr die zulässige Spannung zu $s_k = \frac{s}{1 + 0,0002 \frac{l^2}{z_0^2}}$ kg/qcm anzunehmen.

E. Mauerwerk und Auflager-Quader.

Die Grundplatten der eisernen Auflager sind so zu bemessen, daß der Druck auf Betonmauerwerk (ohne Auflager-Quader) 15 kg/qcm, auf solche aus Werkstein oder Kunststein 20 kg/qcm und auf solche aus Granit 25 kg/qcm nicht überschreitet.

δ. Vorschriften für die sächsische Staatseisenbahn.¹⁾

Diese schreibt Folgendes vor: Bedeutet

F = Querschnittsfläche in qcm,

P_0 = Kraft in kg aus Eigengewicht allein,

P_1 = " " " " Betriebslast " mit gleichen Vorzeichen wie P_0 ,

P_2 = " " " " entgeg. " " " "

A_1 = größte " im Konstruktions-Teil auftretende Beanspruchung für " qcm,

A_2 = kleinste " " " " " " " " " " " "

beide absolut genommen, so ist:

für	unter Annahme		Konstruktions- teile, welche nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, für welche daher:	Konstruktions- teile, welche abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, für welche also:
	einer größten zulässigen Beanspru- chung von	eines Stoß- koeffi- zienten von		
I. Schweißeisen	1050	0,50	$F = \frac{P_0}{1050} + \frac{P_1}{700}$	$P_2 < \frac{2}{3} P_0$ $P_2 > \frac{2}{3} P_0$, wenn
				$P_2 < \frac{4}{3} P_0 + P_1$ $P_2 > \frac{4}{3} P_0 + P_1$
				$\frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{700} + \frac{P_2}{2100}$ $\frac{P_0}{1575} + \frac{P_1}{2100} + \frac{P_2}{700}$
II. Flußeisen	1530	0,80	$F = \frac{P_0}{1530} + \frac{P_1}{850}$	$P_2 < \frac{5}{9} P_0$ $P_2 > \frac{5}{9} P_0$, wenn
				$P_2 < \frac{10}{9} P_0 + P_1$ $P_2 > \frac{10}{9} P_0 + P_1$
				$\frac{P_0}{2295} + \frac{P_1}{850} + \frac{P_2}{2550}$ $\frac{P_0}{2295} + \frac{P_1}{2550} + \frac{P_2}{850}$
jeden Konstruktions- teil		A_1	$\frac{P_0 + P_1}{F}$	$\frac{P_0 + P_1}{F}$
			A_2	$\frac{P_0}{F}$

Für vollwandige Träger tritt für: die Fläche F das Widerstandsmoment W in cm^3 , die Kraft P_0 das Biegemoment M_0 in cmkg aus Eigengewicht allein, die Kraft P_1 das Biegemoment M_1 in cmkg aus

¹⁾ Besondere Bedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen zu Brücken und Hochbauten vom Jahre 1895 und Nachtrag vom April 1905.

Betriebslast allein mit demselben Vorzeichen wie M_0 , die Kraft P_2 das Biegemoment M_2 in cmkg aus Betriebslast allein mit entgegengesetztem Vorzeichen wie M_0 .

Die Beanspruchung auf Abscheren darf nur $\frac{4}{5}$ der für Zug und Druck zulässigen Inanspruchnahme erreichen.

Die Gesamt-Beanspruchung von Eigengewicht, Betriebslast, Winddruck und Zentrifugalkraft darf höchstens für das qcm betragen:

1050 kg für Schweißeisen,	}	auf Zug und Druck,
1530 " " Flußeisen		
1980 " " Flußstahl		
250 " " Gußeisen auf Zug und Biegung,		
750 " " " " " Druck.		

Konstruktionsteile, welche nur zur Aufnahme wagrechter Seitenkräfte dienen, dürfen mit der größten zulässigen Inanspruchnahme berechnet werden.

Für Niete ist als Scherbeanspruchung (für Brücken ohne Rücksicht auf Winddruck) 600 kg/qcm zulässig.

e. Vorschriften für die badischen Staatsbahnen (vom Februar 1903).

Querschnitt-Verschwächungen durch Niete oder Schraubenbolzen sind sowohl bei der Ermittlung der Zug- als auch der Druckbeanspruchungen in Abzug zu bringen. Bei Ermittlung der Knicksicherheit sind die unverschwächten Querschnitte in Rechnung zu stellen.

Bei der Bestimmung der Nutzquerschnitte dürfen die nachstehend angegebenen Beanspruchungen nicht überschritten werden.

A. Brücken in Hauptbahnen.

i. Beanspruchung auf Zug und Druck (K).

a. Für Flußeisen. Für die Hauptträger der Brücken ohne Einbau, sowie für Gleis- und Querträger. $\alpha) K = \frac{1200}{1 + \frac{2}{3} \frac{D}{A}}$.

Für die Hauptträger der Brücken mit eisernem Einbau. $\beta) K = \frac{1200}{1 + 0,6 \frac{D}{A}}$.

Für die Hauptträger der Brücken mit Schotterbett-Ueberführung. $\gamma) K = \frac{1200}{1 + 0,55 \frac{D}{A}}$. Hierbei ist $A =$ größte Stabkraft oder größtes Angriffsmoment, $D =$ Unterschied zwischen größter und kleinster Stabkraft oder größtem und kleinstem Angriffsmoment.

Bei der Bildung von D ist zu unterscheiden, ob die kleinste Stabkraft vom gleichen Vorzeichen ist wie die größte oder nicht. Im ersten Fall ist $D < A$, im zweiten Fall $D > A$.

b. Für Schweißeisen. Hierbei gelten die gleichen Formeln wie für Flußeisen, mit dem Unterschied, daß im Zähler statt des Wertes 1200 der Wert 1000 zu setzen ist.

Bei Brücken von Stützweiten $l \leq 60$ m, bei denen der Einfluß des Winddruckes auf die Abmessungen der Hauptträger zu berücksichtigen ist, dürfen die vorstehend angegebenen Beanspruchungen um $(145 + 0,36l)$ kg/qcm höher angenommen werden.

c. Für Gußeisen. $K = 250$ kg für 1 qcm für Zug,
 $K = 750$ " " " " " Druck.

Die unter a und b angegebenen Beanspruchungen K sind um 10% zu erhöhen für die Berechnung der Belagträger und um 20% bei außergewöhnlichen Transporten (ganze Lokomotivzüge, Panzerplatten-Transporte und dergl.).

2. Beanspruchung der Stäbe auf Knicken.

Die Knickkraft beträgt (nach Tetmajer):

a. Bei Flußeisen:

$$\alpha) \text{ für } \lambda = 10 \text{ bis } 105, \beta_K = 3100 - 11,4 \lambda \text{ kg/qcm,}$$

$$\beta) \text{ für } \lambda \geq 105, \beta_K = \frac{21\,220\,000}{\lambda^2} \text{ kg/qcm,}$$

b. Bei Schweißeisen:

$$\alpha) \text{ für } \lambda = 10 \text{ bis } \lambda = 112, \beta_K = 3030 - 12,9 \lambda \text{ kg/qcm,}$$

$$\beta) \text{ für } \lambda \geq 112, \beta_K = \frac{19\,740\,000}{\lambda^2} \text{ kg/qcm.}$$

c. Bei Gußeisen:

$$\alpha) \text{ für } \lambda = 8 \text{ bis } 80, \beta_K = 7760 - 120 \lambda + 0,53 \lambda^2 \text{ kg/qcm,}$$

$$\beta) \text{ für } \lambda \geq 80, \beta_K = \frac{9\,870\,000}{\lambda^2} \text{ kg/qcm.}$$

Hierbei bedeutet $\lambda = \frac{l}{i}$, l = freie Knicklänge, i = Trägheitsradius des

Querschnittes. Die Sicherheit gegen Knicken soll betragen:

$$n = 3 + 0,01 \lambda \text{ für } \lambda \leq 100, n = 4 \text{ für } \lambda > 100.$$

Als freie Knicklänge (l) eines Stabes von der Länge s ist anzunehmen:a. Für Gurtungen geschlossener Fachwerks-Brücken $l = s$,

b. für die Ständer:

für Knicken in der Trägerebene $l = 0,6s$ in Trägermitte, $l = s$ am Trägerende,
für Knicken \perp zur Trägerebene $l = 0,8s$ bei steifen und $l = s$ bei we-

niger steifen Querpfeosten.

c. Für einfache Streben:

für Knicken in der Trägerebene $l = 0,6s$ in Trägermitte, $l = s$ am Trägerende,
für Knicken \perp zur Trägerebene $l = s$,

d. Kreuzstreben:

für Knicken in der Trägerebene $l = 0,4s$ in Trägermitte, $l = 0,5s$ am Trägerende,für Knicken \perp zur Trägerebene, sofern die Zugstrebe eine gleiche
oder größere Kraft aufzunehmen hat als die Druckstrebe (bei untenliegende Fahrbahn und gekrümmter Gurtung) . . . $l = 0,5s$,für Knicken \perp zur Trägerebene, wenn die Druckkraft $>$ Zugkraft (obenliegende Fahrbahn und Parallelträger) . . . $l = 0,7s$.

e. bei Gitterstreben:

für Knicken in der Trägerebene $l = \text{Maschenlänge}$," " \perp zur Trägerebene $l = 2 \times \text{Maschenlänge}$,f. bei gußeisernen Säulen $l = s$.

3. Knicksicherheit der ganzen Tragwand offener Brücken

senkrecht zur Trägerebene.

a. Bei Vollwandträgern ist die Sicherheit n zu prüfen nach derFormel $n = \frac{E \cdot J}{M \cdot St \cdot h} \sqrt{\frac{10 \cdot J_1 \cdot J_2}{h \cdot l}}$. Es soll hiernach $n \leq 4$ sein. Es ist: E = Elastizitätsmodul des Materials, J = Trägheitsmoment des vollen Querschnittes des Trägers, bezogen auf

die horizontale Schwerpunktschse,

 St = Statisches Moment des halben Querschnittes, bezogen auf die gleiche

Achse,

 M = Größtmoment der äußeren Kräfte, h = Länge des Ständers von Querträger-Oberkante bis zum Schwerpunkt

der oberen Trägerhälfte,

 J_1 = Trägheitsmoment des halben Querschnittes, bezogen auf die lotrechte

Trägerachse,

J_2 = Trägheitsmomente der Ständer, bezogen auf eine in der Mittelebene des Trägers liegende wagrechte Achse (die also \perp zur Knickrichtung gelegen ist),

l = Abstand der Ständer.

Alle Werte sind in kg und cm einzuführen.

b. Bei gegliederten Trägern muß das Trägheitsmoment J_1 des Ständer-Querschnittes betragen:

$$\alpha. \text{ der Zwischenständer: } J_1 \cong \frac{n D_1 h^2}{6 E} + \frac{n^2 D^2 h^3 l}{10 E^2 J},$$

$$\beta. \text{ der Endständer: } J_1 \cong \frac{n D_1 h^2}{6 E} + \frac{n^2 D^2 h^3 l}{2,5 E^2 J}$$

Hierin ist

J_1 = Trägheitsmoment des Ständerquerschnittes, bezogen auf eine in der Trägermittelebene gelegene wagrechte Achse,

J = Trägheitsmoment des Obergurtquerschnittes, bezogen auf die lotrechte Schwerpunktsachse,

h = Länge des Ständers von Querträger-Oberkante bis zum Schwerpunkt der oberen Gurtung. Bei Vorhandensein eines Eckbleches ist je nach dessen Form und Größe die Länge h kleiner in Rechnung zu stellen,

D_1 = Druckkraft im Ständer,

D = Mittlere Druckkraft der beiderseits vom Ständer liegenden Obergurtstäbe,

l = Mittlere Länge dieser Gurtstäbe,

E = Elastizitätsmodul,

n = Sicherheitsgrad $\cong 4$.

Alle Werte sind in kg und cm einzuführen.

4. Beanspruchung auf Schub.

α . Bei Flußeisen: $K_1 = 0,8 K$, wo K die zulässige Beanspruchung auf Druck oder Zug bedeutet. β . Bei Schweißeisen: $K_1 = 0,7 K$, für Bleche in der Richtung der Walzfaser, $K_2 = 0,6 K$, für Bleche senkrecht zur Walzfaser und für Profileisen. Bei Niet- und Bolzenverbindung ist die zulässige Schubbeanspruchung: $K_3 = 0,9 K$, die zulässige Beanspruchung der Nietlochwand $K_3 = 2,5 K$.

Bei doppelschnittigen Nietten und solchen, die nach verschiedenen Richtungen in Anspruch genommen werden, darf die Beanspruchung der Nietlochwand bis zu $3 K$, jedoch nicht mehr als 2000 kg betragen.

B. Brücken in normalspurigen Nebenbahnen.

i. Beanspruchung auf Druck und Zug.

$$K = \frac{1500}{1 + 2,3 \frac{D}{A}} \text{ für Hauptträger der Brücken ohne Einbau, sowie für Quer- und Gleisträger,}$$

$$K = \frac{1500}{1 + 0,6 \frac{D}{A}} \text{ für die Hauptträger der Brücken mit eisernem Einbau,}$$

$$K = \frac{1500}{1 + 0,55 \frac{D}{A}} \text{ bei Ueberführung des Schotterbettes.}$$

2. Beanspruchung auf Knicken.

Die gleichen Formeln wie für die Hauptbahnen haben auch hier Gültigkeit. Der Sicherheitsgrad bestimmt sich nach der Formel:

$$n = 2,3 + 0,007 \lambda \text{ für } \lambda \leq 100, n = 3,0 \text{ für } \lambda > 100.$$

Für die Knicksicherheit der ganzen Tragwand ist $n = 3,0$ zu nehmen.

3. Beanspruchung auf Schub.

Die zulässige Schubbeanspruchung wird in gleicher Weise wie bei den Hauptbahnen aus der für normalspurige Nebenbahnen zulässigen Zug- und Druckbeanspruchung K bestimmt.

C. Brücken in Schmalspurbahnen.

Für die Brücken in Schmalspurbahnen gelten dieselben Anstrengungskoeffizienten wie bei den Hauptbahnen.

§. Vorschriften für die reichsländischen Eisenbahnen.

Die zulässigen Beanspruchungen sind:

Bauart der Fahrbahn	Zulässige Beanspruchungen (Flußeisen)	
	auf Zug, Druck und Biegung kg/qcm	auf Abscheren kg/qcm
a) für Fahrbahnträger.		
1. Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längs- oder Querträgern	600	600
2. Schienen mittels Querschwellen auf den Längsträgern	650	600
3. Durchführung des Schotterbettes über die Brücke	700	600
b) Hauptträger von Brücken bis 10 m Stützweite.		
Für die unter a) angegebenen Fahrbahn-Bauarten dieselben Beanspruchungen wie unter a)		
4. bei Vorhandensein besonderer Fahrbahnträger	750	600
c) Vollwandige Hauptträger von Brücken mit über 10 m Stützweite (ohne Rücksicht auf Winddruck und sonstige Kräfte).		
1. Stützweite über 10 m	750	600
2. " " 20 m	850	680
d) Gegliederte Hauptträger von Brücken mit Querträgern.		
Stützweite über 10 m	750 bezw. 950	600
" " 20 ") die ersten Werte für Zug, usw. gelten ohne	850 " 1050	680
" " 40 ") Berücksichtigung von Winddruck und	900 " 1100	720
" " 80 ") sonstige Kräfte, die zweite mit deren Be-	950 " 1150	760
" " 120 ") rücksichtigung	1000 " 1200	800
" " 150 ")	1050 " 1300	840

Bei Anwendung von Schweißeisen sind diese Werte um 10% zu ermäßigen.

Die Ermittlung der Knicksicherheit erfolgt neuerdings nach Tetmajer und Krohn; diesbezügliche Formeln werden ausgearbeitet. Auch die Vorschriften über die Berechnung der Rahmensteifigkeit offener Brücken werden z. Zt. einer Neubearbeitung unterzogen.

In allen Fällen ist für die gezogenen wie für die gedrückten Teile die Verschwächung durch Niete und andere Verbindungsmittel zu berücksichtigen.

Bei Berechnung der Knicksicherheit sind die Trägheitsmomente der vollen, nicht der durch Nietlöcher geschwächten Querschnitte einzuführen.

e. Glieder der Wind- und Eckverbände. Die Beanspruchungen dürfen bei Stützweiten unter 10 m 900 kg/qcm, bei größeren Stützweiten die unter d) zweite Spalte für gegliederte Hauptträger angegebenen Werte erreichen, jedoch mit der Einschränkung, daß Flacheisen mit einem geringeren Querschnitte als 80 · 10 mm und schwächere Winkeleisen als 70 · 70 · 9 mm zu vermeiden sind.

f. Nietverbindungen. Als Scherspannung sind für die zur Verbindung von Haupt- oder Querträgerteilen dienenden Niete höchstens die unter a) bis d) bei der betreffenden Anordnung angegebenen Werte

zugelassen. Der Lochleibungsdruck darf höchstens den doppelten Wert hiervon erreichen. Dasselbe gilt für die Niete in den Wind- und Eckverbänden. Jeder Anschluß eines zur Uebertragung wesentlicher Kräfte dienenden Stabes muß bei Flacheisen mindestens zwei, bei Winkeleisen mindestens drei Niete enthalten.

Für die zum Anschluß der Längs- an die Querträger und der Querträger an die Hauptträger dienenden Niete sind die Scherspannungen höchstens gleich 600 kg/qcm, die Lochleibungsdrucke gleich 1200 kg/qcm zu wählen.

g. Lager. Für die Berechnung der einzelnen Lagerteile sind folgende Beanspruchungen zulässig:

Material	Zulässige Beanspruchung kg/qcm	
	auf Zug	auf Druck
Gußeisen	200	800
Flußeisen	900	900
Stahlformguß	700	1000
Flußstahl	1200	1200

c. Vorschriften für die Beanspruchungen bei Straßenbrücken.

Für Straßenbrücken kann man sich sehr wohl auch nach den obigen Bestimmungen für Eisenbahnbrücken richten; mit Rücksicht darauf, daß die Verkehrslast nur ausnahmsweise so stark ist, wie die Berechnung es voraussetzt, kann man die für die Hauptträger zulässigen Beanspruchungen um 50 kg/qcm erhöhen.

Im Nachfolgenden sollen nun die bei den neueren Wettbewerben und Ausführungen zu Grunde gelegten zulässigen Inanspruchnahmen in Ermangelung allgemeiner Bestimmungen in **Preußen** hier aufgeführt werden.

1. Brücken für den Elbe-Trave-Kanal. Beim ungünstigsten Zusammenfallen aller Größtspannungen (Spannung infolge Eigengewicht + Verkehrsbeanspruchung + Bremsspannung + Temperaturspannung) ist 1150 kg/qcm für Flußeisen in den Hauptträgern gestattet worden.

2. Wettbewerb um eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Homberg und Ruhrort. Die auftretenden Kräfte sind an Hand der ungünstigsten Belastungsfälle ermittelt worden, und zwar sind die Verkehrslasten für Glieder der Fahrbahn und der Gehwegkonstruktion mit 1,4fachen der auf Seite 72 gegebenen Lasten, für Glieder der Hauptträger 1,2fach in Rechnung gestellt, wobei zur Ermittlung der Querschnittsabmessung der Hauptträger ohne Berücksichtigung des Winddruckes eine Beanspruchung des Flußeisens von 1150 kg/qcm, mit Berücksichtigung des Winddruckes von 1450 kg/qcm als obere Grenze gilt. Bei den Gliedern der Fahrbahn- und Fußwegkonstruktion ist die Beanspruchung ohne Berücksichtigung des obigen Beiwertes 1,4 auf 900 kg/qcm begrenzt worden. Für Glieder, welche von der ständigen Last und Verkehrslast abwechselnd auf Zug und Druck beansprucht werden, ist ebenfalls eine Spannung von 1150 kg/qcm zugelassen. Die der Querschnittsbestimmung zu Grunde zu legende Größtkraft ist dann aber nach der Formel zu bestimmen:

$$\pm S = S_{\max} + \frac{1}{2} S_{\min} \text{ (absolut).}$$
 Für gedrückte Stäbe ist nach der Euler'schen Formel eine mindestens fünffache Knicksicherheit verlangt, wobei die Verschwächung durch Nietlöcher berücksichtigt werden muß.

Bemerkt sei noch, daß die Fahrbahndecke hier aus Holzpflaster oder Asphalt bestehen sollte, also besondere Erschütterungen durch die Rauheit der Fahrbahndecke nicht anzunehmen sind.

3. Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Für Flußeisen war ohne Rücksicht auf Winddruck 1000 kg/qcm , mit Rücksicht auf Winddruck 1200 kg/qcm Grundspannung zugelassen, gleichviel ob es sich um Zug- oder Druckglieder handelte. Bei wechselnden Inanspruchnahmen sollte die Grundspannung keinesfalls mehr als 600 kg/qcm betragen. Bei Quer- und Längsträgern waren 750 kg/qcm Spannung zugelassen und sowohl bei gezogenen wie bei gedrückten Stäben die Verschwächung durch Niete zu berücksichtigen.

Bei dieser Brücke war für die Fahrbahndecke keine besondere Vorschrift erlassen, nur sollten Bohlenbelag und Beschotterung für Fahrbahn und Fußwege ausgeschlossen sein.

4. Für die Stubenrauch-Brücke bei Berlin sind, da auf der Brücke auch Güterwagenverkehr (Antrieb durch eine elektr. Lokomotive) stattfinden soll, die zulässigen Inanspruchnahmen des Baustoffes im allgemeinen nach den „Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf den preuß. Staatseisenbahnen vom 1. Mai 1903“ in Anwendung gekommen.

Für die Hauptträger jedoch sind die zulässigen Beanspruchungen sinngemäß erhöht worden, da diese für die denkbar ungünstigsten Belastungen von Güterwagen, Lastwagen und Menschengedränge berechnet sind (vergl. S. 71) und außerdem die Fahrbahn, im Gegensatz zu gewöhnlichen Eisenbahnbrücken, durch die Belageisen mit Beton und Holzpflaster eine vollständig steife Platte bildet, außerdem auch keine erheblichen Geschwindigkeiten für die Güterwagen in Frage kommen, so daß eine stoßweise Belastung der Hauptträger in erheblichem Umfange weder durch den Straßen- noch den Eisenbahnverkehr zu befürchten ist.

Es sind angenommen:

1. Für die Fahrbahn Längs- und Querträger und Belageisen $\sigma = 750 \text{ kg/qcm}$, Niete Scherspannung $\sigma_s = 700 \text{ kg/qcm}$, Lochwanddruck $\sigma_l = 1400 \text{ kg/qcm}$

2. Für die Gehwege Längsträger und Konsolen $\sigma = 800 \text{ kg/qcm}$, Niete $\sigma_s = 700 \text{ kg/qcm}$, $\sigma_l = 1400 \text{ kg/qcm}$

3. Für die Hauptträger bei Eigen- und Verkehrslast $\sigma = 1000 \text{ kg/qcm}$, bei Eigen- und Verkehrslast und Winddruck $\sigma = 1200 \text{ kg/qcm}$, bei ungünstigstem Zusammentreffen von Eigen- und Verkehrslast mit Wind und ungleichmäßiger Erwärmung $\sigma = 1400 \text{ kg/qcm}$, Nietverbindungen der Hauptträger, Scherspannung $\sigma_s = 1000 \text{ kg/qcm}$, Lochwanddruck $\sigma_l = 2000 \text{ kg/qcm}$.

Bei der Treskow-Brücke bei Berlin und bei den Brücken im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Berlin sind dieselben Beanspruchungen wie bei der unter 4 genannten Stubenrauch-Brücke zugelassen.

Die Vorschriften über Beanspruchungen von Straßenbrücken decken sich in **Bayern** mit denen für Eisenbahnbrücken.

Württemberg hat folgende Vorschriften: Für Wegebrücken und dem öffentlichen Verkehr dienende Fußstege.

Zulässige Materialspannungen.

I. Bei Flußeisen kommen folgende Formeln zur Anwendung:

a. Für Hauptträger (vollwandige und Fachwerksträger) bei einer Stützweite l bis zu 15 m : $s = 1,1 (600 + 10 \cdot l) \text{ kg/qcm}$; bei einer Stützweite von über 15 m : $s = 800 \cdot \left(1 \pm \frac{1}{2} \frac{s_{\min}}{s_{\max}}\right) \text{ kg/qcm}$ unter Beschränkung auf höchstens 1000 kg/qcm ,

b. Für Fahrbahnteile (Quer- und Längsträger, sowie Belageisen) $s = 1,1 (600 + 10 \cdot l) \text{ kg/qcm}$,

c. Für den Horizontal- und Querverband: $s = 1000 \text{ kg/qcm}$,

d. Für Fußwegkonstruktionen: $s = 1000 \text{ kg/qcm}$,

e. Für Stehbleche von Blechträgern (in der Null-Achse), auf Schub $t = 450 \text{ kg/qcm}$,

f. Für Niete- und Schrauben-Verbindungen: Stauchdruck $b =$ zweifache zulässige Zug- oder Druckspannung des betreffenden Konstruktionssteiles unter Beschränkung auf 1600 kg qcm .

2. Wenn aus besonderen Gründen Schweißisen angewendet werden soll, sind die Werte in Ziffer 1 um 10% zu ermäßigen.

3. Die Grundplatten der eisernen Auflager sind so zu bemessen, daß der Druck auf Betonmauerwerk (ohne Auflagerquader) 20 kg/qcm , auf Auflagerquader aus Werkstein oder Kunststein 30 kg/qcm und auf Auflagerquader aus Granit 40 kg/qcm nicht überschreitet.

In Sachsen gelten dieselben Vorschriften wie für Eisenbahnbrücken.

Baden schreibt für Straßenbrücken folgende Beanspruchungen vor:

1. Beanspruchung auf Zug und Druck.

$$\alpha) \text{ Bei Flußeisen: } K = \frac{1200}{1 + 0,5 \frac{D}{A}}, \quad \beta) \text{ bei Schweißisen: } K = \frac{1000}{1 + 0,5 \frac{D}{A}}$$

$\gamma)$ bei Gußeisen: $K_z = 250 \text{ kg/qcm}$ auf Zug, $K_d = 750 \text{ kg/qcm}$ auf Druck.

2. Beanspruchung auf Knicken.

Für die Berechnung der Knicksicherheit gelten dieselben Formeln wie bei den Hauptbahnen.

3. Beanspruchung auf Schub.

Die zulässige Beanspruchung auf Schub wird in gleicher Weise wie bei Hauptbahnen aus der (für Straßenbrücken) zulässigen Zug- und Druckbeanspruchung K bestimmt.

4. Für außergewöhnliche Belastungen

soll bei Flußeisen $K \leq 1200$ sein, bei Schweißisen $K \leq 1000$ und die Knicksicherheit je $2,3 + 0,007 \lambda$ für $\lambda \leq 100$ und $3,0$ für $\lambda > 100$ angenommen werden.

Für Straßen- wie auch Eisenbahnbrücken gelten für die Auflager nachfolgende Vorschriften:

Die Unterlagsplatten sollen solche Abmessungen erhalten, daß der mittlere Druck auf die Unterlagsquader nicht größer wird als:

$$\left. \begin{array}{l} K = 19 + 0,15 l \text{ bei Kalksteinquader} \\ K = 22 + 0,20 l \text{ bei gutem Buntsandstein} \\ K = 38 + 0,30 l \text{ bei Granit} \end{array} \right\} \text{ für } l \leq 40 \text{ m und}$$

$$\left. \begin{array}{l} K = 25 \text{ kg/qcm bei Kalkstein} \\ K = 30 \text{ kg/qcm bei Buntsandstein} \\ K = 50 \text{ kg/qcm bei Granit} \end{array} \right\} \text{ für } l > 40 \text{ m.}$$

Gußeiserne Unterlagsplatten sollen höchstens mit $K = 700 \text{ kg/qcm}$ beansprucht werden.

Stahlzapfen der Kipplager. Der Zapfen-Durchmesser (d) ist zu bestimmen aus der Formel

$$d = \frac{D}{(0,320 + 0,0004 D) l} \text{ Zapfen im Lagerkörper aus Stahl,}$$

$$d = \frac{D}{(0,240 + 0,0003 D) l} \text{ Lagerkörper aus Gußeisen.}$$

Hiervon ist $d =$ Zapfen-Durchmesser in cm, $D =$ Auflagerdruck in t, $l =$ Zapfenlänge in cm.

Bei ausnahmsweise auf Biegung beanspruchten hölzernen Querschwellen soll die Beanspruchung $K \leq 70 \text{ kg/qcm}$ bei Eichenholz, und $K \leq 60 \text{ kg/qcm}$ bei Nadelholz sein.

Für den Brückenbelag kann die Beanspruchung angenommen werden zu $K \leq 90 \text{ kg/qcm}$ bei Eichenholz, und $K \leq 80 \text{ kg/qcm}$ bei Nadelholz.

Die **Reichslande** bestimmen als zulässige Beanspruchungen für Fahr-
bahnträger (Quer- und Längsträger) bei Bohlenbelag Zug, Druck und
Biegung 650, Abscheren 600 kg/qcm, bei Beschotterung, Pflasterung usw.
Zug, Druck und Biegung 700, Abscheren 600 kg/qcm.

Bei Verwendung von Schweißeisen sind diese Werte um 10% zu er-
mäßigen. Die sonstigen Beanspruchungen sind wie bei Eisenbahnbrücken.

In **Oesterreich** gilt nach der Verordnung vom 28. August 1904 für
die zulässigen Beanspruchungen bei Straßenbrücken folgendes:

Werden nur die vorgeschriebenen Verkehrslasten ausschließlich Wind,
Bremskräfte usw. berücksichtigt, so beträgt für Flußeisen die Bean-
spruchung auf Zug oder Druck

bei Stützweiten bis 10 m	750 + 5 L kg/qcm
„ „ „ 20 „	760 + 4 L „
„ „ „ 40 „	800 + 2 L „
„ „ „ 80 „	840 + L „
„ „ „ 120 „	840 + L „
„ „ „ mehr als 120 „	840 + L „
aber nicht mehr als	1000 „
Beanspruchung der Niete auf Abscheren	700 „
auf Lochwanddruck	1600 „

Werden gleichzeitig alle Belastungszustände berücksichtigt, so kann
die Beanspruchung für Zug und Druck betragen 1200 kg/qcm
für Niete auf Abscheren 800 „
auf Lochwanddruck 1800 „

In den obigen Formeln bedeutet L die Stützweite der Brücke in m.

Ueber die Vorschriften in den **deutschen Kolonien** siehe im Anhang.

IV. Durchbiegungen.

In vielen Fällen des Brückenbaues, insbesondere bei großen Brücken,
ist es erforderlich, die Durchbiegungen der Träger zu bestimmen. Die
Kenntnis der Durchbiegungen läßt einen Schluß ziehen auf die Form-
veränderungen und auf die Schwingungen der Brücken.¹⁾ Die Durch-
biegungen müssen ferner bekannt sein, da sie unter Umständen sichtbar
werden, und um dies zu vermeiden, muß der Träger schon bei der Zu-
lage und Aufstellung um ihre Größe überhöht werden. Es ist im allge-
meinen die Bedingung zu stellen, daß die Hauptträger einer Brücke
unter der Eigenlast die dem Entwurf entspre-
chende Form besitzen. Dieser Umstand muß bei
der Montage dadurch Rechnung finden, daß das
Aufstellungsgerüst entsprechend überhöht anzu-
legen ist. Aber auch schon beim Zusammenbau
der Eisenkonstruktion auf der Zulage sind natür-
lich den einzelnen Stäben diejenigen Längen zu
geben, welche dem der Ueberhöhung entsprechenden verzerrten Träger-
netz entsprechen.

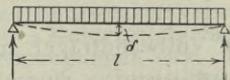


Abb. 105.

Die Durchbiegung infolge Verkehrslast, die nur in Frage kommt,
soll nicht mehr als $\frac{1}{1000}$, besser nur $\frac{1}{1200}$ der Stützweite des Trägers betragen.

Damit dies stattfindet, ist im allgemeinen die Trägerhöhe $h = \frac{1}{8} l$ bis $\frac{1}{12} l$
zu wählen, wenn l die Stützweite bedeutet. Mit wachsendem h nimmt
das Trägergewicht innerhalb dieser Grenzen ab. Man kann von der

¹⁾ Ueber Schwingungen s. Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften. III. Bd. IV. Aufl.
1909. S. 39.

günstigsten Trägerhöhe jedoch abweichen, ohne daß sich erhebliche Unterschiede ergeben. Die Verkehrslast kann man stets durch eine gleichförmig verteilte Last p ersetzen. Bei unveränderlichem Trägheitsmoment J

ergibt sich die Durchbiegung in Trägermitte (Abb. 105) zu $\delta = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E J}$

$= \frac{5}{48} \frac{M_{\max} l^2}{E J}$, $= 0,1042 \frac{M_{\max} l^2}{E J}$, worin M_{\max} das größte Moment in Trägermitte bedeutet und $E = 10.200.000 \text{ kg/qcm}$ ist. Bei veränderlichem Träger-

Querschnitt ist die Durchbiegung bei gleichförmiger Belastung angenähert

$\delta = \frac{5,5}{48} \frac{M_{\max} l^2}{E J} = 0,1146 \frac{M_{\max} l^2}{E J}$. Auch für Fachwerkträger läßt sich diese

Formel zur Berechnung der Durchbiegung annäherungsweise verwenden,

wenn $J = \frac{F \cdot h^2}{4}$ gesetzt wird, wo F den mittleren Gurtquerschnitt und h

die Trägerhöhe bedeutet. Bei größeren Brücken sind die Durchbiegungsberechnungen umständlicher. Im allgemeinen sind drei Verfahren

zur Bestimmung der Biegelinien möglich, nämlich das Stabzugverfahren, der Williot'sche Verschiebungsplan und die Methode der elastischen

Gewichte oder w -Gewichte nach Müller-Breslau. Auf die genaue Erläuterung dieser Methoden soll hier nicht näher eingegangen, sondern

nur auf „Müller-Breslau, Graphische Statik, Bd. II“, verwiesen werden.

Die kgl. bayer. Eisenbahnverwaltung schreibt die Berechnung der Durchbiegungen sowohl für die ständige Belastung $^0p'$, als auch für den

Gleichwert der veränderlichen $^1p'$ vor, um entscheiden zu können, ob sie etwa für einen besonderen Fall ein bestimmtes zulässiges Maß überschreiten, sowie um die bezüglichen Grundlagen für die Ausführung

der Probelastung zu erhalten. Die Durchbiegungen gegliederter Träger können auf graphischem Wege oder mit Zugrundelegung der Mohrschen Methode nach der Form

$$f = \frac{1}{E} \sum \frac{S' \cdot \nu \cdot s}{F}$$

bestimmt werden. Hierin sind: S' die Stabkräfte für die jeweilige Belastung, ν die

Systemzahlen für die Stellung einer Last 1 in dem Knotenpunkt, für welchen die Einsenkung gesucht werden soll, s die Stablängen, E der

Elastizitätsmodul (für Schweißeisen = 200000 t/dm^2 , für Flußeisen = 220000 t/dm^2), F die Vollquerschnitte der Konstruktionsglieder.

Für Vollwandträger, deren Gurtquerschnitt dem Angriffsmoment

entsprechend wechselt (Blechträger mit Kopfplatten) wird $f = \frac{1}{8} \frac{M' \cdot l^2}{E \cdot J}$

für Vollwandträger mit konst. Querschnitt (Walzträger) $f = \frac{1}{10} \frac{M' \cdot l^2}{E \cdot J}$.

Die übrigen Eisenbahnverwaltungen legen teilweise die oben angegebenen Formeln den Berechnungen zu Grunde, zumteil sind gar keine Bestimmungen getroffen.

III. Kapitel.

Konstruktionselemente.

I. Der Baustoff.

a. Herstellung und Unterscheidung des Eisens.¹⁾ Festigkeits-Verhältnisse.

Das in der Technik zur Verwendung gelangende Eisen ist kein chemisch reines Eisen, da dieses technisch nicht verwertbar ist, sondern eine Verbindung von Eisen mit Kohlenstoff, Mangan, Silizium, Phosphor und anderen Elementen. Gediegen kommt es in der Natur nicht vor, und deshalb muß es aus den an vielen Stellen der Erde sich vorfindenden Erzen hergestellt werden. Dies geschieht durch den Hochofenprozeß. Der hierbei gewonnene Stoff ist das Roheisen. Hiervon unterscheidet man zwei Arten nach der Farbe, und zwar erstens graues Roheisen, in dem der Kohlenstoff als Graphit mechanisch beigemengt auftritt, und zweitens weißes Roheisen, das den Kohlenstoff chemisch gebunden enthält.

Graues Roheisen ist siliziumhaltig, leichtflüssig, dabei weicher und zäher als das weiße Roheisen, welches mehr oder weniger manganhaltig, hart und spröde und wegen seiner Zähflüssigkeit zum Gießen nicht verwendbar ist. Durch Umschmelzen gereinigtes Roheisen findet als Gußeisen zur Herstellung von Eisenwaren Verwendung. Sein Kohlenstoffgehalt beträgt 2,3% und mehr, es ist spröde und nicht schmiedbar, sein Schmelzpunkt liegt bei etwa 1100° C. Nach seinem späteren Verwendungszweck nennt man es auch Gießerei-, Bessemer-, Thomas-, Puddel- usw. -Roheisen.

Aus diesem Roherzeugnis werden nun die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten hergestellt, durch Verringerung des Kohlenstoffgehaltes unter 1,6%, Ausscheidung nicht gewünschter Beimengungen usw. Das sich ergebende Eisen ist schmiedbar und wird deshalb schmiedbares Eisen genannt. Es zerfällt in zwei Arten, Schmiedeseisen und Stahl, die sich hauptsächlich durch ihren Kohlenstoffgehalt unterscheiden. Ersteres besitzt weniger als 0,4% Kohlenstoff, ist schmiedbar, schweißbar und schmelzbar (bei 1600° C. und mehr) aber nicht merklich härter; letzteres mit 0,4 bis 1,6% Kohlenstoffgehalt gestattet eine sehr bedeutende Vergrößerung seiner Härte, auch liegt sein Schmelzpunkt bereits bei 1400° C.

Es ist nun in der Praxis die Grenze sehr schwer festzustellen, bei der das Schmiedeseisen härter und somit zum Stahl wird. Deshalb ist wohl für die Unterscheidung des Eisens die Festigkeit zu Grunde gelegt und bestimmt, daß ein Eisen mit einer Zugfestigkeit von 50 kg/qmm und mehr als Stahl, ein Eisen mit geringerer Festigkeit als Schmiedeseisen bezeichnet wird. Nach der Art der Gewinnung aus dem Roh-

¹⁾ Gemeinfaßliche Darstellung des Eisenhüttenwesens, herausgegeben v. Verein Deutscher Eisenhüttenleute in Düsseldorf, 6. Aufl. 1907 im Komm.-Verl. von A. Bagel in Düsseldorf.

eisen, und dem Zustande am Ende des Herstellungsverfahrens erhält man: Schweißisen und Flußeisen (C.-Gehalt 0,5—0,10%; Schmelzpunkt bei 1500—1600° C.)

Das Schweißisen wird durch den Herd-, Frisch- oder Puddel-Prozeß im teigigen Zustande gewonnen, ist schmied- und schweißbar, aber nicht merklich härtbar und nicht vollkommen schlackenfrei.

Das Flußeisen (C.-Gehalt 0,25—0,05%; Schmelzpunkt bei 1350 bis 1450° C.), nach der Herstellungsweise Bessemer-, Thomas- und Martin-Flußeisen genannt, befindet sich am Ende des Prozesses in flüssigem Zustande, ist schmied- und schlecht schweißbar, aber ebenfalls nicht merklich härtbar.

Bei dem Bessemer-Verfahren, auch saures Verfahren genannt, wird in Kupolöfen umgeschmolzenes Roheisen in der Bessemerbirne, welche mit kieselsäurereichen Stoffen ausgefüttert ist, unter Luftzufuhr geglüht, wodurch eine Entkohlung stattfindet.

Bei dem Thomas- oder basischen Verfahren wird phosphorreiches Roheisen in Bessemerbirnen, welche mit basischen Stoffen ausgefüttert sind, mittels durchgeblasener atmosphärischer Luft entkohlt, wobei der Phosphor verbrannt wird.

Für das Martin-Verfahren mischt man flüssiges Roheisen und Schmiedisen auf dem Herde eines mit Siemens'scher Regenerativ-Feuerung versehenen Flammofens, der mit basischen oder kieselsäurereichen Stoffen ausgefüttert ist, und unterscheidet dementsprechend basisches und saures Martin-Flußeisen.

In gleicher Weise wie beim Schmiedeisen unterscheidet man beim Stahl Schweiß- und Flußstahl.

Schweißstahl (C.-Gehalt 1,6—0,5%; Schmelzpunkt 1300—1400° C.) ist das in teigigem, Flußstahl (C.-Gehalt 1,6—0,25%; Schmelzpunkt 1300—1400° C.) das in flüssigem Zustande hergestellte, schmiedbare, schweißbare und bedeutend härtbare Schweiß- bzw. Flußeisen. Für die Herstellung des Flußstahles tritt noch das Tiegelverfahren hinzu, das entweder in einem Umschmelzen des Rohstahles oder in einem Zusammenschmelzen von Roh- und Schmiedeisen in besonderen Tiegeln besteht. Dieses bezeichnet man mit Tiegelstahl.

Die für Gußwaren verwendeten Baustoffe sind:

1. Roheisenguß aus grauem, seltener halbiertem Roheisen, ein Erzeugnis, das, sobald es nachträglich schmiedbar gemacht wird, die Bezeichnung schmiedbarer Eisenguß, Weichguß oder Temperguß erhält. Ist das Stück in metallener Form gegossen und dadurch die Oberfläche sehr hart geworden, so spricht man von Hartguß.

2. Flußeisenguß, d. h. aus Flußeisen gegossene Gegenstände und

3. Stahlguß, ebensolche nur aus Flußstahl, wozu vielfach Tiegelflußstahl benutzt wird.

Zurzeit ist in Deutschland das Flußeisen nach dem basischen Verfahren, das Thomas-Flußeisen, der für Eisenkonstruktionen bevorzugte Baustoff. Doch kommt der Stahl, besonders in Drähten mit hoher Festigkeit und auch in anderen stark beanspruchten Konstruktionsteilen immer mehr in Gebrauch. Von den verschiedenen Arten des Gusses wird für Brückenaufleger, Gelenke, überhaupt alle stark beanspruchten Gegenstände fast ausschließlich Stahlguß verwendet.

Ueber die chemische Zusammensetzung und die erforderlichen Festigkeits-Eigenschaften geben die „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau“ Aufschluß, aufgestellt vom „Verbande deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“, dem „Verein deutscher Ingenieure“ und dem „Verein deutscher Eisenhüttenleute“ 1886, abgeändert und ergänzt durch die Lieferungs-Bedingungen für Flußeisen 1900, z. Zt. in neuer Bearbeitung begriffen. Diese schreiben Folgendes vor:

Lieferungsbedingungen für Schweiß- und Flußeisen.

I. Das Prüfungsverfahren.

Für die Beurteilung des Eisens sind Zerreiß-, Biege- und Bearbeitungsproben maßgebend. Mit sichtbaren Fehlern behaftete Probestäbe dürfen nicht verwendet werden. Die Stäbe für Zerreißproben sind von dem zu untersuchenden Eisen kalt abzutrennen und kalt zu bearbeiten. Die Wirkungen etwaigen Scherenschnittes sowie des Auslochens oder Aushauens sind zuverlässig zu beseitigen. Ausglühen ist, wenn das Gebrauchsstück nicht ebenfalls ausgeglüht wird, zu unterlassen. Auf den Probestäben ist die Walzhaut möglichst zu belassen.

Die Probestäbe sollen in der Regel eine Versuchslänge von 200 mm bei 300 bis 500 qmm Querschnitt haben. Bei geringerem Querschnitt (f) ist die Versuchslänge (l) nach der Formel $l = 11,3 \cdot \sqrt{f}$ zu bestimmen; für Rundstäbe ergibt sich demnach die Versuchslänge gleich dem 10fachen des Durchmessers. Ueber die Versuchslänge hinaus haben die Probestäbe nach beiden Seiten noch auf je 10 mm Länge den gleichen Querschnitt.

Wenn bei Ausführung der Probe der Bruch außerhalb des mittleren Drittels der Versuchslänge des Stabes erfolgt, so ist die Probe zu wiederholen, falls die Dehnung ungenügend ausfällt.

Die Zerreißmaschinen müssen leicht und sicher auf ihre Richtigkeit geprüft werden können.

Zu Biegeproben sind Materialstreifen von 30 bis 50 mm Breite oder Rundeisenstäbe von einer der Verwendung entsprechenden Dicke zu benutzen. Die Probestücke müssen auf kaltem Wege abgetrennt werden. Die Kanten der Streifen sind abzurunden.

II. Güte des Eisens.

§ 1. Schweißisen.

Das Eisen soll dicht, gut stauch- und schweißbar, weder kalt- noch rotbrüchig, noch langrissig sein, eine glatte Oberfläche zeigen und darf weder Kantenrisse noch offene Schweißnähte oder sonstige unganze Stellen haben.

Von je 100 Stücken können 3 Proben, und zwar nach Möglichkeit aus den Abfall-Enden, entnommen werden. Wenn sie den gestellten Vorschriften genügen, so gelten diese 100 Stücke als angenommen. Genügt eine dieser 3 Proben nicht, so dürfen dafür aus der betreffenden Materialmenge 2 neue entnommen werden. Entspricht eine von diesen wiederum den Anforderungen nicht, so kann das Material verworfen werden.

A. Zerreißproben.

Es müssen mindestens betragen:

1. bei Flacheisen, Formeisen (Winkel-, Rund-, Vierkant- und Trägereisen: **I**, **C**, **L**, **T** und ähnlichen Walzeisen) und bei solchen Blechen, welche im wesentlichen nur in der Längsrichtung beansprucht werden,
 - a) Zugfestigkeit in der Längsrichtung, wenn die Dicke beträgt:

α) 10 mm oder weniger	36 kg qmm,
β) mehr als 10 mm bis einschl. 15 mm	35 "
γ) mehr als 15 mm bis einschl. 25 mm	34 "
 - b) die Dehnung bis zum Bruche in allen Fällen 12 0/0.
2. bei Blechen mit ausgesprochener Längsrichtung, welche vorwiegend Biegungsspannungen aufzunehmen haben, z. B. bei Stehblechen von Blechträgern,
 - a) Zugfestigkeit in der Längsrichtung
 - b) Dehnung 10 0/0,
 - c) Zugfestigkeit in der Querrichtung
 - d) Dehnung 3 0/0.
3. bei Blechen ohne ausgesprochene Längsrichtung, welche vorwiegend durch Spannungen in verschiedenen Richtungen beansprucht sind, z. B. bei Anschlußblechen,

- a) Zugfestigkeit in der Hauptwalzrichtung 35 kg/qmm,
 b) Dehnung 10 ‰,
 c) Zugfestigkeit in der Querrichtung 30 „
 d) Dehnung 4 ‰.
4. bei Eisen für Niete, Schrauben und dergl. bis zu 25 mm einschl. Durchmesser:
 a) Zugfestigkeit in der Längsrichtung 38 kg/qmm,
 b) Dehnung 18 ‰,
 von mehr als 25 mm bis einschl. 40 mm Durchmesser:
 c) Zugfestigkeit 36 kg/qmm,
 d) Dehnung 15 ‰.
5. bei Zores-Eisen:
 a) Zugfestigkeit 33 „
 b) Dehnung 6 ‰.

B. Sonstige Proben.

1. Flacheisen, Formeisen und Bleche.

a) Biegeproben: Längsstreifen müssen über eine Rundung von 13 mm Halbmesser winkelförmig gebogen werden können, ohne daß sich an der Biegungsstelle ein Bruch im Eisen zeigt. Der Winkel α , welchen ein Schenkel bei der Biegung zu durchlaufen hat, beträgt in Grad:

für Biegung in kaltem Zustande:

$\alpha = 50^\circ$	bei Eisendicken $d = 8$ bis 11 mm,
$\alpha = 35^\circ$	„ „ $d = 12$ „ 15 „
$\alpha = 25^\circ$	„ „ $d = 16$ „ 20 „
$\alpha = 15^\circ$	„ „ $d = 21$ „ 25 „

für Biegung in dunkelkirschrotem Zustande:

$\alpha = 120^\circ$	bei Eisendicken d bis 25 mm,
$\alpha = 90^\circ$	„ „ d über 25 „

b) Ausbreitproben: Im rotwarmen Zustand muß ein auf kaltem Wege abgetrennter, 30 bis 50 mm breiter Streifen eines Winkeleisens, Flacheisens oder Bleches, mit der parallel zur Streifenrichtung geführten, nach einem Halbmesser von 15 mm abgerundeten Hammerfinne bis auf das $1\frac{1}{2}$ -fache seiner Breite ausgebreitet werden können, ohne Spuren einer Trennung im Eisen zu zeigen.

2. Nieteisen.

a) Biegeproben: Nieteisen soll kalt gebogen und mit dem Hammer zusammengeslagen eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich dem halben Durchmesser des Rundeisens bilden können, ohne Spuren einer Trennung im Eisen zu zeigen.

b) Stauchproben: Ein Stück Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustand bis auf ein Drittel der Längen zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

§ 2. Flußeisen.

Das Flußeisen soll eine glatte Oberfläche ohne Schiefer und Blasen zeigen und darf weder Kantenrisse noch unganze Stellen haben.

War eine satzweise Prüfung vereinbart, so muß jedes dem Abnahme-Beamten vorgelegte Stück die betreffende Satznummer tragen. Aus jedem so vorgelegten Satze dürfen 3 Stück, höchstens jedoch von je 20 oder angefangenen 20 Stück 1 Stück entnommen und zu nachstehenden Proben verwendet werden.

War eine satzweise Prüfung nicht vereinbart, so können von je 100 Stück 5, höchstens jedoch von je 2000 oder angefangenen 2000 kg desselben Walzprofils 1 Stück zu Probezwecken entnommen werden.

In beiden Fällen sollen zu den Proben möglichst Abfall-Enden verwendet werden.

Entsprechen alle Proben den gestellten Vorschriften, so gilt das zugehörige Eisen als abgenommen. Falls unter 3 Proben eine derselben oder zwei, die demselben Stücke entnommen sind, ungenügend ausfallen, so werden für jede Fehlprobe aus der betreffenden Materialmenge, jedoch aus anderen Stücken je zwei neue Proben entnommen. Entspricht eine derselben wiederum den Anforderungen nicht, so kann das Eisen verworfen werden. Ebenso kann das Eisen des betreffenden Satzes verworfen werden, wenn von den zuerst entnommenen 3 Proben, zwei, die aus verschiedenen Stücken stammen, oder alle drei den Anforderungen nicht genügen.

Die nachfolgenden Bestimmungen gelten für Eisen von 4 bis 25 mm Dicke; für andere Dicken sind besondere Vereinbarungen zu treffen.

A. Zerreißproben.

Eisensorte	Grenzwerte der Zugfestigkeit in kg/qmm	Kleinste Dehnung in % der Versuchslänge	
von 7 bis 28 mm Dicke	Längsrichtung	37—44	20
	Querrichtung	36—45	17
von 4 bis unter 7 mm Dicke	Längsrichtung	37—46	18
	Querrichtung	36—47	15
für Niet- und Schraubeneisen . .		36—42	22

B. Sonstige Proben.

1. Flacheisen, Formeisen und Bleche.

a) Biegeproben. Sowohl Längs- als auch Querstreifen sind hellrotwarm zu machen, in Wasser von etwa 28° C. abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich ist: bei Längsstreifen der einfachen, bei Querstreifen der doppelten Dicke des Versuchsstückes. Hierbei dürfen an Längsstreifen keine Risse entstehen; bei Querstreifen sind unwesentliche Oberflächenrisse zulässig.

b) Rotbruchproben. Ein im rotwarmen Zustande auf 6 mm Dicke und etwa 40 mm Breite abgeschmiedeter Probestreifen soll mit einem sich verjüngenden Lochstempel, der 80 mm lang ist und 20 mm Durchmesser am dünnen, 30 mm am dicken Ende hat, im rotwarmen Zustande gelocht werden. Das 20 mm weite Loch soll dann auf 30 mm erweitert werden, ohne daß hierbei ein Einriß in dem Probestreifen entstehen darf.

2. Riffel- und Warzenbleche.

Diese Bleche sind nur der Biegeprobe zu unterziehen.

3. Niet- und Schraubeneisen.

a) Biegeproben. Rundeisenstäbe sind hellrotwarm zu machen, in Wasser von etwa 28° C. abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der halben Dicke des Versuchsstückes ist. Hierbei dürfen keine Risse entstehen.

b) Stauchproben. Ein Stück Schrauben- oder Nieteisen, dessen Länge gleich dem doppelten Durchmesser ist, soll sich im warmen, der Verwendung entsprechenden Zustande bis auf ein Drittel seiner Länge zusammenstauchen lassen, ohne Risse zu zeigen.

§ 3. Flußstahl.

Die Prüfung und Abnahme erfolgt satzweise. Jedes Stück muß die Satznummer tragen. Von jedem Satze sind drei Probestäbe höchstens aber ist von je 1000 kg oder angefangenen 1000 kg ein Probestab zu entnehmen.

a. Stahlformguß. Aus Flußstahl herzustellende gegossene Teile dürfen keine Blasen oder Poren haben, die die Verwendbarkeit des Stückes beeinträchtigen. Die Stücke müssen, nachdem sie mindestens aus dem Groben geputzt sind, vor der Probeentnahme gut ausgeglüht sein.

Zu Zerreißversuchen sind, an die Gußstücke möglichst gleichmäßig auf die verschiedenen Modelle verteilt, Probestücke anzugeißen, und mit diesen zusammen auszuglühen. Sie dürfen erst nach der Abstempelung abgetrennt werden. Die Zerreißproben sollen eine Festigkeit von 45 bis 60 kg/qmm bei einer Dehnung von mindestens 10% ergeben.

b) Gewalzter oder geschmiedeter Stahl. Das Material muß frei von Schlacken, Rissen, Blasen und sonstigen Fehlern sein. Die Zugfestigkeit soll 45—60 kg/qmm, die Dehnung mindestens 16% betragen.

Die Probestücke sind den ausgewalzten bzw. geschmiedeten Teilen zu entnehmen, die mit entsprechender Zugabe herzustellen sind. Bei Schmiedestücken sind die Probestäbe in der vorgeschriebenen Zahl an die abzunehmenden Stücke anzuschmieden; hierbei soll der Querschnitt des Probestabes nicht geringer sein als der kleinste Querschnitt der zu prüfenden Stücke. Die Probestücke dürfen erst nach der Abstempelung abgetrennt werden.

§ 4. Gußeisen.

Die Gußeisenstücke müssen, wenn nicht Hartguß oder andere Gußeisensorten ausdrücklich vorgeschrieben sind, aus grauem, weichen Eisen sauber und fehlerfrei gegossen werden und einer langsamen, den Form-Verhältnissen entsprechenden Abkühlung zur möglichsten Vermeidung von Spannungen unterworfen sein. Die Zerreißprobe, die in den Normalbedingungen vorgesehen ist, kommt in Fortfall.

Ein unbearbeiteter Stab mit Kreis-Querschnitt von 30 mm Durchmesser und 650 mm Länge, welcher aus demselben Abstich, der zur Anfertigung der Gußstücke Verwendung findet, in besonderer, getrockneter Form stehend, von oben zu gießen ist, muß auf zwei 600 mm voneinander entfernten Stützen liegend, eine allmählich bis zu 460 kg gesteigerte Belastung in der Mitte aufnehmen können, bevor er bricht. Die Durchbiegung darf nicht unter 6 mm betragen. Die Ergebnisse von Probestücken, die mit Gußfehlern behaftet sind, bleiben außer Betracht.

Der Unterschied der Wanddicken eines Querschnittes, der überall mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben muß, darf bei Säulen bis zu 400 mm mittlerem Durchmesser und 4 m Länge die Größe von 5 mm nicht überschreiten. Bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge wird der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehr-Durchmesser und für je 1 m Mehrlänge um je 0,5 mm erhöht.

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Wandstärke ist durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal in zwei einander gegenüberliegenden Punkten, bei liegend gegossenen Säulen in der dem etwaigen Durchsacken des Kerns entsprechenden Richtung nachzuweisen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

In neueren Wettbewerben ist Material von höherer Festigkeit zur Verwendung vorgeschlagen. Bei dem Wettbewerbe in Worms wurden Kettenglieder aus Nickelstahl vorgeschlagen, für die 7000—8500 kg/qcm Zerreißfestigkeit bei 4800 kg qcm Proportionalitätsgrenze und 15% Bruchdehnung gewährleistet wurde.

Für die Ausführung der 1910 vollendeten Manhattan-Brücke in New York, die teilweise Glieder aus Nickelstahl enthält, waren folgende Bedingungen gestellt:

Chemische Zusammensetzung.

Festigkeitsverhältnisse.

Nickel nicht $< 3,25\%$,
 Phosphor nicht $> 0,04 \div 0,06\%$,
 Schwefel „ $> 0,04\%$,
 Mangan „ $> 0,6\%$,
 Silizium „ $\leq 0,1\%$.

Zerreißfestigkeit = $5980 \div 6680 \text{ kg/qcm}$,
 Elastizitätsgrenze $\geq 3870 \text{ kg/qcm}$,
 Dehnung = $17 \div 19\%$ auf 200 mm Länge,
 Querschnittsverminderung $\geq 40\%$.

Als Biegungsprobe wurde verlangt, daß ein Streifen von 50 mm Breite durch einen Winkel von 180° um einen Dorn von dem doppelten Durchmesser der Dicke des Probestreifens gebogen werden könne, ohne daß Spuren eines Bruches zu sehen seien.

Die Niete aus Nickelstahl sollten aufweisen:

Zerreißfestigkeit = $4920 \div 5620 \text{ kg/qcm}$

Elastizitätsgrenze = 3170 kg/qcm

Dehnung = $20 \div 23\%$ auf 200 mm Länge.

Die Biegeprobe besteht hierfür in flachem Zusammenbiegen in kaltem Zustande. Irgend welche Spuren des Bruches dürfen auch hier nicht sichtbar sein. Bei der Stauchprobe soll ein Probestück von 5 cm Länge auf $0,6 \text{ cm}$ zusammengestaucht werden können, ohne daß die Kanten aufplatzen.

Die größten zulässigen Beanspruchungen sollen folgende Werte nicht berschreiten:

$$\text{Zug} = 2820 \text{ kg/qcm}, \text{ Druck} = 2820 - 10,8 \frac{l}{r} \text{ kg/qcm}^1)$$

Scherkraft für Niete = 1400 kg/qcm , Leibungsdruck für Niete = 2460 kg/qcm .

Zu berücksichtigen ist hierbei: Eigengewicht, Wärmeeinfluß, Verkehr und Wind oder Eigengewicht, Wärmeeinfluß und doppelte Verkehrslast.

Für amerikanische Verhältnisse geben die nachfolgenden Angaben ungefähr diejenigen Anforderungen, die nach den Versuchen von Waddell, Transactions of the American Society of Civ. Eng., Seite 101 und folgende, an einen für Brückenbauten zu verwendenden Nickelstahl zu stellen sind. W. unterscheidet 3 Arten von Nickelstahl: 1. Nietstahl, 2. Platten- und Formstahl, 3. Augenstahl:

Seine chemische Zusammensetzung:

Bestandteile in Hundertsteln des Gesamten	Nietstahl	Platten- u. Formstahl	Augstahl
Nickel	3,5 (3,25 \div 3,75)	3,5 (3,25 \div 3,75)	4,25 (4,0 \div 4,5)
Kohle	0,15 (0,12 \div 0,18)	0,38 (0,34 \div 0,42)	0,45 (0,4 \div 0,5)
Phosphor	0,03 max.	0,03 max.	0,03 max.
Schwefel	0,04 „	0,04 „	0,04 „
Silizium	0,04 „	0,04 „	0,04 „
Mangan	0,6 (0,55 \div 0,65)	0,7 (0,65 \div 0,75)	0,8 (0,75 \div 0,85)

Alle Verunreinigungen (Phosphor, Schwefel und Silizium) sollen so gering wie möglich gehalten werden.

Die Zugfestigkeit soll für den unausgeglhten Nickelstahl betragen:

$$\text{Zerreißfestigkeit} \begin{cases} 1 = 4920 \div 5620 \text{ kg/qcm} \\ 2 = 7380 \div 8440 \text{ „} \\ 3 = 8090 \div 9140 \text{ „} \end{cases}$$

Die Elastizitätsgrenze soll auf jeden Fall nicht unter folgenden Werten liegen:

Für 1: 3170 kg/qcm , für 2: 4220 kg/qcm , für 3: 4570 kg/qcm .

Die Dehnung soll für die 3 Arten betragen: 25, 15 und 12% bei Plattenstrken von 13 mm Dicke.

¹⁾ l = Länge und r = Trägheitsradius des in Frage stehenden Stabes.

Die zulässigen Spannungen sind mit folgenden Werten vorgeschlagen:

Reiner Zug	1700 ÷ 2100 kg/qcm
Zug in Biegung für Bolzen	3500 "
Leibungsdruck " "	2670 "
" " Niete	2100 "
Scherkraft " Bolzen	1760 "
" " Niete	990 "

Für reinen Druck (ohne Knickung) sind die Beanspruchungen dieselben. Für Montageniete sind die Beanspruchungen um 20% zu erniedrigen.

Die Fortschritte in der Herstellung des Gußstahldrahtes haben es dahin gebracht, daß man für Drahtseile folgende Anforderungen stellen darf:

Zugfestigkeit 12000—14000 kg/qcm, Bruchdehnung auf 200 cm Länge 4—5%, Elastizitätsgrenze 6000—7000 kg/qcm, Stärke des Drahtes 4—6,5 mm.

Während also im allgemeinen die oben angeführten Bestimmungen maßgebend sind, so kann doch für besondere Bauten auch ein entsprechend besseres Material verlangt werden, was bei dem Bau sehr weit gespannter Brücken von erheblicher Bedeutung ist, da hier die tote Last des Eigengewichtes ein höchst einflußreicher Faktor ist.

Es ist nicht außer Acht zu lassen, daß bei großen Aufgaben, wie sie in Amerika häufiger vorliegen, besonders in der Verwendung des Nickelstahles ganz erhebliche Vorteile zu erreichen sind. Ob auch bei der Konstruktion kleinerer Brücken eine Ersparnis durch Verwendung von Nickelstahl möglich sein wird, hängt von den Fortschritten in der Herstellung des noch sehr teuren Nickelstahles ab. Für große Spannweiten, bei denen die Spannkraften aus Verkehr im Verhältnis zu denen aus Eigengewicht klein sind, ist der Vorteil durch Verwendung hochwertigeren Stahles jedoch zweifellos. Vor allem ist aber bei kleinen Spannweiten zu berücksichtigen, daß die leichte Konstruktion zu biegsam und die Schwingungen zu groß werden können. Lindenthal in New York hat für die Blackwells Islands (Queenborough-) Brücke über den East River in New York zuerst für die Zugstäbe Nickelstahl verwendet. Jedenfalls ist für weitgespannte Brücken die Verwendung von Nickelstahl-Ketten für versteifte Kettenbrücken zu empfehlen.

b. Walzprofile.

Um das Eisen zu Bauzwecken verwenden zu können, muß es in hierfür brauchbare Formen gebracht werden. Dies geschieht in den Walzwerken, und das von diesen in den Handel gebrachte Eisen wird benannt und unterschieden nach der Form, die es durch den Walzvorgang erhalten hat. Für den Brückenbau kommen in Betracht:

1. Flacheisen Eisen von rechteckigem Querschnitt, dessen Höhe und Breite zwischen 4 und 25 mm bzw. 10 und 160 mm betragen kann. Normallänge 6 m, Normalgewicht 200 kg.

Will man Rechteck-Querschnitte von größeren Abmessungen haben so benutzt man

2. Universaleisen, das in der Breite bis auf 1000, ausnahmsweise bis auf 1100 mm und in der Dicke 4 bis auf 20 mm geht. Nachstehende Zusammenstellung gibt normale Abmessungen an:

5 bis 50 mm,	131 bis 178 mm breit,
5 " 30 "	178 " 201 " "
6,5 " 30 "	201 " 301 " "
6,5 " 30 "	301 " 401 " "
10 " 30 "	401 " 501 " "
Normallänge 12 m, Normalgewicht 500 kg.	

Als größte Abmessungen werden außerdem von den Werken des Saar- und Lothringer Bezirkes angegeben:

für Flacheisen: bis 200 mm breit, bis 25 m lang und bis 14 mm stark, entsprechend dem größten Blockgewicht. Bei noch größeren Stärken vermindert sich demnach die zweite Abmessung;

für Universaleisen: bis 1200 mm breit, bis 25 m lang und bis 12 mm stark.

3. Winkeleisen. Diese werden gleichschenkelig oder ungleichschenkelig mit einem Schenkelverhältnis von 2:3 oder 1:2 hergestellt. Die Tabellen I—III auf S. 109 und 110 enthalten die sogen. Normalprofile¹⁾, doch walzen viele Werke außerdem Spezialprofile, die sich für manche Zwecke besser eignen, als die Normalprofile.

Winkeleisen bis 70 mm Schenkelbreite haben 8 m Normallänge,

„ über 70 „ „ „ 10 „ „

Bei ungleichschenkligen Winkeleisen gilt dasselbe in bezug auf den größten der beiden Schenkel.

Größte Länge 20 m und mehr entsprechend den Querschnitten.

4. T-Eisen. Auch hierin unterscheidet man zwei Arten, breitfüßige, deren Fuß sich zum Steg wie 2:1 verhält und hochstegige, bei denen dies Verhältnis gleich 1 ist. Die Normalprofile dieses Eisens sind in den Tabellen IV und V, S. 111 enthalten. Normallänge 8 m.

5. L-Eisen. Auch hier werden außer den in Tabelle VI, S. 111, verzeichneten Normalprofilen Spezialprofile gewalzt, doch haben diese wenig Bedeutung. Normallänge 8 m.

6. Belag- oder Zoreseisen. Die Tabelle VII, S. 112 enthält die fünf im Deutschen Normalprofilbuch enthaltenen Abmessungen.

Ein Spezialprofil der „Burbacher Hütte“ in Burbach-Saarbrücken hat folgende Abmessungen, (Bezeichnungen wie in der Tabelle) $h = 120$ mm, $b = 240$ mm, $W_x = 90$ cm³ und eignet sich wegen seines größeren Widerstandsmomentes ganz besonders zu der Fahrbahnkonstruktion von Straßenbrücken. Normallänge 8 m.

7. I-Eisen. Die Auswahl ist sehr groß. Auf S. 112 folgt in Tab. VIII die Zusammenstellung der Deutschen Normalprofile, ihre Normallänge ist 12 m.

8. C-Eisen. Außer den Normalprofilen, Tabelle IX, S. 113 werden auch hier mehrere Spezialprofile verwendet, wie die Angaben für ältere C-Eisen in dieser Tabelle zeigen.

9. Grey-Träger oder Differdinger I-Profile. Diese Spezialprofile der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft sind dem Bedürfnisse nachgekommen, I-Eisen mit breiteren Flanschen und dementsprechend größerer Seitensteifigkeit zu erhalten, da dies für manche Konstruktionszwecke erforderlich ist.

Geliefert werden die in Tabelle X, S. 113 verzeichneten Profile.

10. Breitflanschige genietete Spezial-Träger. (Burbacher Hütte.) Diese Träger der B. H. sind für dieselben Zwecke verwendbar, wie die unter 9. genannten Profile, vermeiden aber Nachteile, die den gewalzten Profilen anhaften, wie z. B. innere Spannungen (vgl. Tab. XI, S. 114). Im allgemeinen sind aber die unter 9. genannten Träger vorzuziehen.

11. Bleche. Bleche werden in Dicken bis 20 mm und Breiten bis 2 m, ausnahmsweise auch nach besonderen Abmachungen darüber hinaus, geliefert. Mit der Breite der Bleche nimmt ihre Länge ab, da wegen des Walzens bestimmte Gewichte und Abmessungen nicht überschritten werden dürfen. Als normale Länge kann etwa 6 m, als größtes Gewicht 2000 kg und als größte Fläche 24 qm angenommen werden. Nachfolgende Tabellen geben normale und Größtabmessungen.

¹⁾ Siehe „Deutsches Normalprofilbuch für Walzeisen“, 7. Aufl. 1909. Herausgegeben vom Verbands deutsch. Arch.- u. Ing.-Vereine, Verein deutsch. Ing., Verein deutsch. Eisenhüttenleute und dem Vereine deutscher Schiffswerften.

Normale Maße und Gewichte für Bleche.

Bei einer Dicke von	5 bis unter 6 mm	6 bis unter 7 mm	7 bis unter 8 mm	8 bis unter 9 mm	9 bis unter 10 mm	10 bis unter 15 mm	15 mm und darüber
Breite und Durchmesser bis zu mm	1600	1700	1800	1900	2000	2200	2400
Fläche qm	6	7	8	9	10	12	12
Gewicht kg	500	600	700	800	900	1250	2000

Größe Abmessungen von Brückenblechen.

rechteckige Bleche			rechteckige Bleche			runde Bleche		runde Bleche	
Dicke mm	Breite mm	Länge mm	Dicke mm	Breite mm	Länge mm	Dicke mm	Dmr. mm	Dicke mm	Dmr. mm
5	1000	10000	11-15	1200	16000	5	2000	10	2800
	1700	5000		2200	12000				
	2000	4000		3000	8000				
6	1200	12000	16-20	1200	16000	6	2100	11	3000
	1500	7000		2300	12000				
	2000	5000		3200	8000				
7	1200	12000	21-25	2400	12000	7	2200	12 und dicker	3500
	1600	8000		3000	8000				
	2100	5000		3200	7000				
8	1200	12000	26-40	2600	10000	8	2300	.	:
	1800	10000		3000	7000				
	2100	7000		3400	5000				
9-10	1200	14000				9	2500		
	2000	12000							
	2400	8000							

Von den Werken des Saar- und Lothringer Bezirkes wird als Größt-Abmessung angegeben, für Bleche (ausschl. Panzerplatten, aber noch mit der Schere schneidbar): bis 4200 mm breit, bis 16 m lang und bis 40 mm stark.

Ueber Wellbleche und Buckelplatten geben die Tabellen XIII und XIV, S. 115 und 116, Auskunft.

12. Handleisten-Eisen. Das Deutsche Normalprofilbuch führt die in Tabelle XII, S. 115 enthaltenen 5 Nummern an.

In Tabelle XV sind die Abmessungen und Gewichte eiserner Rohre angegeben, die für den Entwurf von Straßenbrücken in Betracht kommen können.

Bezüglich anderer Formen des Walzeisens sei noch auf die Profile des Fassoneisen-Walzwerkes von L. Mannstaedt & Co. hingewiesen. Außer den Normalprofilen für Winkeleisen stellt dieses Werk auch scharfkantige und Winkeleisen mit rundem Rücken her, die für besondere Zwecke des Brückenbaues vorteilhaft verwendbar sind. Für den Hochbau, besonders bei der Konstruktion von Kuppeln, werden sowohl spitz-, wie auch stumpfwinkelige gleich- und ungleichschenklige Winkeleisen gewalzt, welche auch bei schiefen Brücken in Frage kommen.

Auch einfache \perp -Eisen werden in großer Verschiedenheit durch Mannstaedt gewalzt, dadurch, daß der hochstehende Schenkel Längen in Abstufungen von je 5 bis 10 mm erhält.

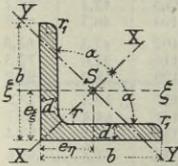
Neuerdings hat dieses Walzwerk sich ein \perp -Profil schützen lassen, dessen besondere Eigenschaft darin besteht, daß der hochstehende Schenkel nach oben an Stärke zunimmt; dadurch wird ein größeres Trägheitsmoment erreicht. Bemerkenswert ist ferner das Halbrundeisen, das als Geländereisen Verwendung findet; für Handleisteneisen sind außerdem noch einige besondere zusammengesetzte Profile bis 150 mm Breite vorhanden.

Im übrigen weisen eine Reihe von Walzwerken eigene Profile ähnlich den Normalprofilen auf, ebenso Quadrat-, Rund- und Vierkanteisen, Schienen, Hespens-, Zier- und Wulsteisen, welche im Brückenbau gelegentlich gebraucht werden. Es sei auf die Profilbücher der im Anhang zusammengestellten deutschen Walzwerke verwiesen.

Tabellen über Profil-Eisen und sonstige Eisensorten.

Sämtliche Profile sind genau nach der mathematischen Form mit Berücksichtigung aller Abrundungen berechnet. Die Gewichtsberechnung ist ausgeführt für Flußeisen mit 7850 kg für 1 cbm. Alle Abmessungen sind in mm, die Querschnitte F in qcm, die Gewichte G in kg für 1 m angegeben. Die Trägheits- und Widerstandsmomente J bzw. W sind auf die zugehörigen Biegungsachsen bezogen und ausgedrückt in cm⁴ bzw. cm³. Mit X und Y sind stets die Hauptachsen des Querschnittes bezeichnet.

Tabelle I. Gleichschenklige Winkel-Eisen. D.N.P.



$$d_{\min} = 0,1 b \text{ für } b < 100 \text{ mm}$$

$$d_{\min} = \frac{I}{II} b \text{ für } b \geq 100 \text{ mm}$$

$$r = \frac{d_{\min} + d_{\max}}{2}; r_1 = \frac{r}{2}$$

e = Schwerpunktabst. v. Schenkelhinterkante in mm

W_x = Widerstandsmomente bei wagrechter Lagerung und lotrechter Belastung des Winkels und Verhinderung seitlicher Ausbiegung.

Nr.	b	d	F	G	$e_s = e_\eta$	J_x	J_y	J_ξ	W_x	W_y	W_ξ
1 1/2	15	3	0,82	0,64	4,8	0,24	0,06	0,15	0,23	0,08	0,15
		4	1,05	0,82	5,1	0,29	0,08	0,19	0,28	0,10	0,19
2	20	3	1,12	0,88	6,0	0,62	0,15	0,39	0,44	0,17	0,28
		4	1,45	1,14	6,4	0,77	0,19	0,48	0,55	0,21	0,35
2 1/2	25	3	1,42	1,12	7,3	1,27	0,31	0,79	0,72	0,30	0,45
		4	1,85	1,45	7,6	1,61	0,40	1,01	0,91	0,37	0,58
3	30	4	2,27	1,78	8,9	2,85	0,76	1,81	1,35	0,61	0,86
		6	3,27	2,57	9,6	3,91	1,06	2,49	1,84	0,78	1,22
3 1/2	35	4	2,67	2,10	10,0	4,68	1,24	2,96	1,90	0,88	1,18
		6	3,87	3,04	10,8	6 50	1,77	4,14	2,63	1,15	1,71
4	40	4	3,08	2,42	11,2	7,09	1,86	4,48	2,50	1,17	1,56
		6	4,48	3,52	12,0	9,98	2,67	6,33	3,52	1,57	2,26
		8	5,80	4,55	12,8	12,4	3,38	7,89	4,38	1,81	2,90
4 1/2	45	5	4,30	3,38	12,8	12,4	3,25	7,83	3,91	1,80	2,43
		7	5,86	4,60	13,6	16,4	4,39	10,4	5,16	2,28	3,31
		9	7,34	5,76	14,4	19,8	5,40	12,6	6,24	2,65	4,12
5	50	5	4,80	3,77	14,0	17,4	4,59	11,0	4,91	2,32	3,05
		7	6,56	5,15	14,9	23,1	6,02	14,6	6,53	2,85	4,15
		9	8,24	6,47	15,6	28,1	7,67	17,9	7,94	3,47	5,20
5 1/2	55	6	6,31	4,95	15,6	27,4	7,24	17,3	7,04	3,27	4,40
		8	8,23	6,46	16,4	34,8	9,35	22,1	8,96	4,03	5,72
		10	10,07	7,90	17,2	41,4	11,27	26,3	10,64	4,64	6,97
6	60	6	6,91	5,42	16,9	36,1	9,43	22,8	8,51	3,95	5,29
		8	9,03	7,09	17,7	46,1	12,1	29,1	10,9	4,85	6,88
		10	11,07	8,69	18,5	55,1	14,6	34,9	13,0	5,58	8,41
6 1/2	65	7	8,7	6,83	18,5	53,0	13,8	33,4	11,5	5,25	7,18
		9	10,98	8,62	19,3	65,4	17,2	41,3	14,2	6,31	9,04
		11	13,17	10,34	20,0	76,8	20,7	48,8	16,7	7,30	10,8
7	70	7	9,4	7,38	19,7	67,1	17,6	42,4	13,6	6,29	8,43
		9	11,9	9,34	20,5	83,1	22,0	52,6	16,8	7,57	10,6
		11	14,3	11,23	21,3	97,6	26,0	61,8	19,7	8,65	12,7
7 1/2	75	8	11,5	9,03	21,3	93,3	24,4	58,9	17,6	8,11	11,0
		10	14,1	11,07	22,1	113	29,8	71,4	21,3	9,54	13,5
		12	16,7	13,11	22,9	130	34,7	82,4	24,6	10,71	15,8
8	80	8	12,3	9,66	22,6	115	29,6	72,3	20,3	9,25	12,6
		10	15,1	11,85	23,4	139	35,9	87,5	24,5	10,8	15,5
		12	17,9	14,05	24,1	161	43,0	102	28,4	12,6	18,2
9	90	9	15,5	12,17	25,4	184	47,8	116	28,9	13,3	18,0
		11	18,7	14,68	26,2	218	57,1	138	34,3	15,4	21,6
		13	21,8	17,11	27,0	250	65,9	158	39,3	17,3	25,1
10	100	10	19,2	15,07	28,2	280	73,3	177	39,7	18,4	24,7
		12	22,7	17,82	29,0	328	86,2	207	46,3	21,0	29,2
		14	26,2	20,57	29,8	372	98,3	235	52,6	23,4	33,5

Nr.	<i>b</i>	<i>d</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	e_{ξ}	e_{η}	<i>J_x</i>	<i>J_y</i>	<i>J_ξ</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>W_ξ</i>
	mm		qcm	kg 1 m	mm		cm ⁴			cm ³		
11	110	10	21,2	16,64	30,7	37 ⁹	98,6	239	48,7	22,7	30,1	
		12	23,1	19,70	31,5	444	116	280	57,1	26,1	35,7	
		14	29,0	22,77	32,1	505	133	319	64,8	29,2	41,0	
12	120	11	25,4	19,94	33,6	541	140	341	63,8	29,4	39,5	
		13	29,7	23,31	34,4	625	162	394	73,7	33,4	46,0	
		15	33,9	26,61	35,1	705	186	446	83,2	37,5	52,5	
13	130	12	30,0	23,55	36,4	750	194	472	81,6	37,8	50,4	
		14	34,7	27,24	37,2	857	223	540	93,3	42,4	58,2	
		16	39,3	30,85	38,0	959	251	605	104	46,7	65,8	
14	140	13	35,0	27,48	39,2	1014	262	638	102	47,3	63,3	
		15	40,0	31,40	40,0	1148	298	723	116	52,6	72,3	
		17	45,0	35,33	40,8	1276	334	805	129	58,0	81,2	
15	150	14	40,3	31,64	42	1343	347	845	127	58,3	78,2	
		16	45,7	35,87	43	1507	391	949	142	64,4	88,7	
		18	51,0	40,04	44	1665	438	1052	157	71,1	99,3	
16	160	15	46,1	36,19	45	1745	453	1099	154	71,3	95,6	
		17	51,8	40,66	46	1945	506	1226	172	78,4	108	
		19	57,5	45,14	46	2137	558	1348	189	84,8	118	

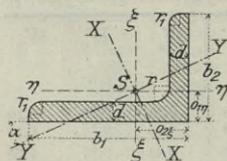


Tabelle II.

Normallängen 4—8 m, Größtlängen 12—16 m.
Ungleichschenklige Winkel-Eisen. D.N.P.

$$b_1/b_2 = 1\frac{1}{2}/1; d_{\min} = \frac{1}{20}(b_2 + b_1); r = \frac{1}{2}(d_{\min} + d_{\max}).$$

$$r_1 = r/2;$$

Nr.	<i>b₂</i>	<i>b₁</i>	<i>d</i>	<i>F</i>	<i>G</i>	<i>O_{1η}</i>	<i>O_{2ξ}</i>	<i>tg a</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	<i>J_ξ</i>	<i>J_η</i>
	in mm			qcm	kg 1 m	in mm			cm ³		cm ⁴	
a) 2/3	20	30	3	1,42	1,11	4,9	9,9	0,4216	0,69	0,26	1,25	0,45
			4	1,85	1,45	5,4	10,3	0,4214	0,90	0,31	1,60	0,56
3/4 ^{1/2}	30	45	4	2,87	2,25	7,4	14,8	0,4334	2,16	0,75	5,77	2,05
			5	3,53	2,77	7,8	15,2	0,4228	2,63	0,91	6,99	2,46
4/6	40	60	5	4,79	3,76	9,7	19,5	0,4319	4,83	1,73	17,3	6,21
			7	6,55	5,14	10,5	20,4	0,4275	6,49	2,20	22,9	7,99
5/7 ^{1/2}	50	75	7	8,33	6,54	12,4	24,7	0,4304	10,4	3,63	46,3	16,4
			9	10,5	8,24	13,2	25,6	0,4272	12,9	4,56	57,2	20,1
6 ^{1/2} /10	65	100	9	14,2	11,15	15,9	33,1	0,4101	23,6	7,64	141	46,0
			11	17,1	13,42	16,7	34,0	0,4074	28,0	9,51	167	55,1
8/12	80	120	10	19,1	14,99	19,5	39,2	0,4348	38,7	13,5	276	98,2
			12	22,7	17,82	20,2	40,0	0,4304	45,4	16,0	323	115
10/15	100	150	12	28,7	22,53	24,2	48,9	0,4361	73,2	25,4	649	232
			14	33,2	26,06	25,0	49,7	0,4339	83,7	29,1	743	264

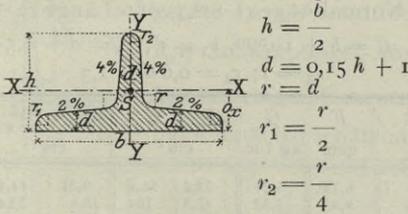
Tabelle III.

$$b_1 : b_2 = 2 : 1 \quad d_{\min} = \frac{1}{20}(b_1 + b_2); r = \frac{1}{2}(d_{\min} + d_{\max}); r_1 = r/2$$

b) 2/4	20	40	3	1,72	1,35	4,4	14,3	0,2575	1,14	0,26	2,80	0,48
			4	2,25	1,77	4,8	14,7	0,2528	1,47	0,34	3,58	0,60
3/6	30	60	5	4,29	3,37	6,8	21,5	0,2544	4,23	0,96	15,6	2,61
			7	5,85	4,59	7,6	22,4	0,2479	5,69	1,31	20,7	3,41
4/8	40	80	6	6,89	5,41	8,8	28,5	0,2568	9,15	2,09	45,0	7,63
			8	9,01	7,07	9,6	29,4	0,2518	11,8	2,73	57,6	9,62
5/10	50	100	8	11,5	9,03	11,2	35,9	0,2665	19,0	4,30	116	19,6
			10	14,1	11,07	12,0	36,7	0,2658	23,3	5,05	141	23,5
6 ^{1/2} /13	65	130	10	18,6	14,60	14,5	46,5	0,2569	40,2	9,15	320	54,2
			12	22,1	17,35	15,3	47,5	0,2549	47,2	10,8	373	62,9
8/16	80	160	12	27,5	21,59	17,7	57,2	0,2686	73,3	16,6	719	122
			14	31,8	24,96	18,5	58,1	0,2679	85,0	18,4	822	139
10/20	100	200	14	40,3	31,64	21,8	71,2	0,2608	135	30,5	1653	283
			16	45,7	35,87	22,6	72,0	0,2586	152	34,6	1862	316

┘-Eisen. Normallänge 4—8 m, größte Länge 12—16 m. D.N.P.

Tabelle IV. breitfüßige.



$$h = \frac{b}{2}$$

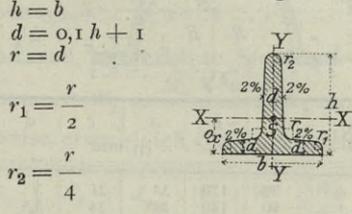
$$d = 0,15 h + 1$$

$$r = d$$

$$r_1 = \frac{r}{2}$$

$$r_2 = \frac{r}{4}$$

Tabelle V. hochstegige.



$$h = b$$

$$d = 0,1 h + 1$$

$$r = d$$

$$r_1 = \frac{r}{2}$$

$$r_2 = \frac{r}{4}$$

o_x = Schwerpunktabstand von der Basis in mm.

Nr.	b	h	d	F		o_x	J_x	J_y	W_x	W_y
				qcm	kg 1 m					
in mm			cm ²		mm	cm ⁴		cm ³		
a) 6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	6,7	2,58	8,62	1,11	2,87
7/3 1/2	70	35	6	5,94	4,66	7,7	4,49	15,1	1,65	4,31
8/4	80	40	7	7,91	6,21	8,8	7,81	28,5	2,50	7,13
9/4 1/2	90	45	8	10,2	8,01	10,0	12,7	46,1	3,63	10,2
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	10,9	18,7	67,7	4,78	13,5
12/6	120	60	10	17,0	13,35	13,0	38,0	137	8,09	22,8
14/7	140	70	11,5	22,8	17,90	15,1	68,9	258	12,6	36,9
16/8	160	80	13	29,5	23,16	17,2	117	422	18,6	52,8
18/9	180	90	14,5	37,0	29,05	19,3	185	670	26,2	74,4
20/10	200	100	16	45,4	35,64	21,4	277	1000	35,2	100
b) 2/2	20	20	3	1,12	0,88	5,8	0,38	0,20	0,27	0,20
2 1/2/2 1/2	25	25	3,5	1,64	1,29	7,3	0,87	0,43	0,49	0,34
3/3	30	30	4	2,26	1,77	8,5	1,72	0,87	0,80	0,58
3 1/2/3 1/2	35	35	4,5	2,97	2,33	9,9	3,10	1,57	1,23	0,90
4/4	40	40	5	3,77	2,96	11,2	5,28	2,58	1,84	1,29
4 1/2/4 1/2	45	45	5,5	4,67	3,67	12,6	8,13	4,01	2,51	1,78
5/5	50	50	6	5,66	4,44	13,9	12,1	6,06	3,36	2,42
6/6	60	60	7	7,94	6,23	16,6	23,8	12,2	5,48	4,07
7/7	70	70	8	10,6	8,32	19,4	44,5	22,1	8,79	6,32
8/8	80	80	9	13,6	10,68	22,2	73,7	37,0	12,8	9,25
9/9	90	90	10	17,1	13,42	24,8	119	58,5	18,2	13,0
10/10	100	100	11	20,9	16,41	27,4	179	88,3	24,6	17,7
12/12	120	120	13	29,6	23,24	32,8	366	178	42,0	29,7
14/14	140	140	15	39,9	31,32	38,0	660	330	64,7	47,2

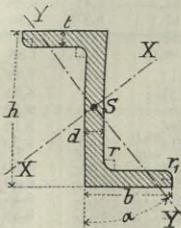


Tabelle VI. ┘-Eisen. D.N.P.

Normallänge 4—8 m, größte Länge 12—16 m.

$$b = 0,25 h + 30; d = 0,035 h + 3$$

$$t = 0,05 h + 3; r = t; r_1 = \frac{t}{2}$$

W_1 = Widerstandsmoment für senkrechte Belastung bei Verhinderung seitlicher Ausbiegung,
 W_2 = desgl. bei freier seitlicher Ausbiegung.

Nr.	h	b	d	t	F		tg a	W_x	W_y	$\frac{W_x}{W_y}$ = u	W_1	W_2
					qcm	kg 1 m						
in mm			cm		cm ²		cm ³		cm ³			
3	30	38	4	4,5	4,32	3,39	1,655	4,69	1,11	4,22	3,97	1,26
4	40	40	4,5	5	5,43	4,26	1,181	6,72	1,83	3,67	6,75	2,26
5	50	43	5	5,5	6,77	5,31	0,939	9,76	2,76	3,54	10,5	3,64
6	60	45	5	6	7,91	6,21	0,779	13,5	3,73	3,62	14,9	5,24
8	80	50	6	7	11,1	8,71	0,588	24,4	6,44	3,79	27,3	10,1
10	100	55	6,5	8	14,5	11,38	0,492	39,8	9,26	4,30	44,4	16,8
12	120	60	7	9	18,2	14,29	0,433	60,6	12,5	4,86	67,0	25,6
14	140	65	8	10	22,9	17,98	0,385	88,0	16,6	5,29	96,6	38,0
16	160	70	8,5	11	27,5	21,59	0,357	121	21,4	5,69	132	52,9
18	180	75	9,5	12	33,3	26,14	0,329	164	27,0	6,06	178	72,4
20	200	80	10	13	38,7	30,38	0,313	213	33,4	6,34	230	94,1

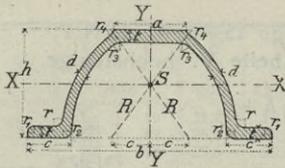


Tabelle VII. Belag-Eisen (Zores-Eisen). D. N. P.

Normallänge 4—8 m, größte Länge 12 m.

$$R = h + 10 \text{ mm}, r_1 = d; r_2 = d - 0,5$$

$$r_3 = t; r_4 = 0,6 d + 1,3.$$

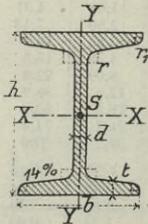
Nr.	h	b	in mm			d	t	F	G	J _x	J _y	W _x	W _y
			a	c									
5	50	120	33	21	3	5	6,74	5,29	23,3	86,4	9,21	14,4	
6	60	140	38	24	3,5	6	9,33	7,32	47,3	164	15,6	23,4	
7 1/2	75	170	45,5	28,5	4	7	13,2	10,36	107	347	28,1	40,8	
9	90	200	53	33	4,5	8	17,9	14,05	207	651	46,1	65,1	
11	110	240	63	39	5	9	24,2	19,00	420	1272	75,9	106	

Burbacher Spezial-Profil.

120	120	240	90	45	5,5	7	25,1	19,70	541	—	90,0	—
240												

Tabelle VIII. I-Eisen. D. N. P.

Normallänge 4—10 m, größte Länge 14—20 m.



Bis $h = 250 \text{ mm}$, $b = 0,4 h + 10$; $d = 0,03 h + 1,5$. Für $h > 250 \text{ mm}$,
 $b = 0,3 h + 35$; $d = 0,036 h$, $t = 1,5 d$; $r = d$; $r_1 = 0,6 d$. Für eine
 beliebige, nicht mit der X- bzw. Y-Achse zusammen-

fallende Momenten-Ebene ist $W_x = \frac{M_x + u \cdot M_y}{u}$, wobei u

aus der Tabelle zunächst schätzungsweise anzunehmen. M_x bzw. M_y sind dabei die Teilmomente senkrecht zur

X- bzw. Y-Achse.

Nr.	h	b	in mm			F	G	J _x	J _y	W _x	W _y	W _x W _y
			d	t								
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	6,29	19,5	3,00	6,50	
9	90	46	4,2	6,3	9,0	7,07	117	8,76	26,0	3,82	6,81	
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,32	171	12,2	34,2	4,88	7,01	
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	239	16,2	43,5	6,00	7,25	
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	328	21,5	54,7	7,41	7,38	
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	436	27,5	67,1	8,87	7,56	
14	140	66	5,7	8,6	18,3	14,37	573	35,2	81,9	10,7	7,65	
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,01	735	43,9	98,0	12,5	7,84	
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	935	54,7	117	14,8	7,91	
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	1166	66,6	137	17,1	8,01	
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,90	1446	81,3	161	19,8	8,13	
19	190	86	7,2	10,8	30,6	24,02	1763	97,4	186	22,7	8,19	
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,30	2142	117	214	26,0	8,23	
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,57	2563	138	244	29,4	8,30	
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,09	3060	162	278	33,1	8,40	
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,52	3607	189	314	37,1	8,46	
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,19	4246	221	354	41,7	8,49	
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,01	4966	256	397	46,5	8,54	
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,92	5744	288	442	51,0	8,67	
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,90	6626	326	491	56,2	8,74	
28	280	119	10,1	15,2	61,1	47,96	7587	364	542	61,2	8,86	
29	290	122	10,4	15,7	64,9	50,95	8636	406	596	66,6	8,95	
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,24	9800	451	653	72,2	9,04	
32	320	131	11,5	17,3	77,8	61,07	12510	555	782	84,7	9,23	
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,14	15695	674	923	98,4	9,38	
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,22	19605	818	1089	114	9,55	
38	380	149	13,7	20,5	107	84,00	24012	975	1264	131	9,65	
40	400	155	14,4	21,6	118	92,63	29213	1158	1461	149	9,81	
42 1/2	425	163	15,3	23,0	132	103,62	36973	1437	1740	176	9,89	
45	450	170	16,2	24,3	147	115,40	45852	1725	2037	203	10,00	
47 1/2	475	178	17,1	25,6	163	127,96	56481	2088	2378	235	10,10	
50	500	185	18,0	27,0	180	141,30	68738	2478	2750	268	10,30	
55	550	200	19,8	30,0	213	167,21	99184	3488	3607	349	10,30	

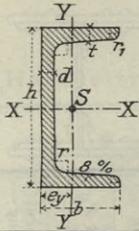


Tabelle IX. C-Eisen. D.N.P. Normallänge 4—8 m, größte Länge 12—16 m. $b = 0,25 h + 25$ mm; $r = t$, $r_1 = \frac{t}{2}$
 e_y = Schwerpunkts-Abstand von Hinterkante Steg in mm.
 Für beliebige Momentenebene ist $W_x = \frac{M_x + u \cdot M_y}{u}$, wobei u zunächst schätzungsweise, etwa gleich 5, anzunehmen.

Nr.	h	b	d	t	F	G	e_y	J_x	J_y	W_x	W_y	$\frac{W_x}{W_y}$
	in mm				qcm	kg l m	mm	cm ⁴		cm ³		$= u$
3	30	33	5	7	5,44	4,27	13,1	6,39	5,33	4,26	2,68	1,59
4	40	35	5	7	6,21	4,87	13,3	14,1	6,68	7,05	3,08	2,29
5	50	38	5	7	7,12	5,59	13,7	26,4	9,12	10,6	3,75	2,83
6 ^{1/2}	65	42	5,5	7,5	9,03	7,09	14,2	57,5	14,1	17,7	5,07	3,49
8	80	45	6	8	11,0	8,64	14,5	106	19,4	26,5	6,36	4,17
10	100	50	6	8,5	13,5	10,6	15,5	206	29,3	41,2	8,49	4,85
12	120	55	7	9	17,0	13,35	16,0	364	43,2	60,7	11,1	5,48
14	140	60	7	10	20,4	16,01	17,5	605	62,7	86,4	14,8	5,84
16	160	65	7,5	10,5	24,0	18,84	18,4	925	85,3	116	18,3	6,32
18	180	70	8	11	28,0	21,98	19,2	1354	114	150	22,4	6,71
20	200	75	8,5	11,5	32,2	25,28	20,1	1911	148	191	27,0	7,09
22	220	80	9	12,5	37,4	29,36	21,4	2690	197	245	33,6	7,28
24	240	85	9,5	13	42,3	33,21	22,3	3598	248	300	39,6	7,57
26	260	90	10	14	48,3	37,92	23,6	4823	317	371	47,7	7,78
28	280	95	10	15	53,3	41,84	25,3	6276	399	448	57,2	7,84
30	300	100	10	16	58,8	46,16	27,0	8026	495	535	67,8	7,89

Außerdem sind noch einige ältere Profile für den Eisenbahnwagenbau vorläufig beibehalten mit 105, 117,5, 145, 235, 260 und 300 mm Höhe, 65, 65, 60, 90, 90, 75 mm Flanschbreite.

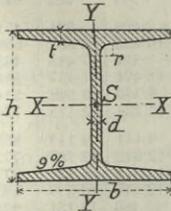


Tabelle X. Breitflanschtige Differdinger I-Träger (Grey-Träger) der deutsch-luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-A.-G. Abt. Differdingen (Luxemburg).

Längen bei Nr. 18—50 bis 23 m, für Nr. 55—75 nur 20 m.
 Höhen für Nr. 18—55 wie bei den D. N. P.

Flanschbreite $b = h$ für Nr. 18—30, dann konstant = 300 mm.
 $r = d$.

Die äußeren Flanschenden ohne Abrundung.

Nr.	h	b	d	t	F	G	J_x	J_y	W_x	W_y	$\frac{W_x}{W_y}$
	in mm				qcm	kg/m	cm ⁴		cm ³		
18 B	180	180	8,5	12,9	59,9	47,0	3 512	1 073	390	119	3,28
20 B	200	200	8,5	13,8	70,4	55,4	5 171	1 568	517	157	3,29
22 B	220	220	9	14,7	82,6	64,8	7 379	2 216	671	201	3,34
24 B	240	240	10	15,7	96,8	76,0	10 260	3 043	855	254	3,37
25 B	250	250	10,5	16,3	105,1	82,5	12 066	3 575	965	286	3,45
26 B	260	260	11	17,3	115,6	90,7	14 352	4 261	1104	328	3,36
27 B	270	270	11,25	17,8	123,2	96,7	16 529	4 920	1224	365	3,35
28 B	280	280	11,5	18,4	131,8	103,4	19 052	5 671	1361	405	3,36
29 B	290	290	12	19	141,1	110,8	21 866	6 417	1508	443	3,40
30 B	300	300	12,5	20,3	152,1	119,4	25 201	7 494	1680	500	3,36
32 B	320	300	13	20,6	160,7	126,2	30 119	7 867	1882	524	3,59
34 B	340	300	13,4	21,1	167,4	131,4	35 241	8 097	2073	540	3,84
36 B	360	300	14,2	22,6	181,5	142,5	42 479	8 793	2360	586	4,03
38 B	380	300	14,8	23,4	191,2	150,1	49 496	9 175	2605	612	4,23
40 B	400	300	15,5	24,6	203,6	159,8	57 834	9 721	2892	648	4,46
42 ^{1/2} B	425	300	16	25,4	213,9	167,9	68 249	10 078	3212	672	4,78
45 B	450	300	17	26,7	229,3	180,0	80 887	10 668	3595	711	5,06
47 ^{1/2} B	475	300	17,6	27,7	242,0	190,0	94 811	11 142	3992	743	5,37
50 B	500	300	19,4	28,9	261,8	205,5	111 283	11 718	4451	781	5,70
55 B	550	300	20,6	30,8	288,0	226,1	145 957	12 582	5308	839	6,33
60 B	600	300	20,8	31	300,6	236,0	179 303	12 672	5977	845	7,08
65 B	650	300	21,1	31,3	314,5	246,9	217 402	12 814	6690	854	7,83
70 B	700	300	21,1	31,3	325,2	255,3	258 106	12 818	7374	854	8,63
75 B	750	300	21,1	31,3	335,7	263,4	302 560	12 823	8068	855	9,44

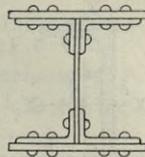
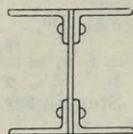


Tabelle XI.
Breitflanschige genietete Träger
aus dem Profilbuch der Burbacher Hütte
in Saarbrücken.

Profil-Nr.	Abmessungen in mm für			Winkel- eisen	Kopf- platte	Voller Querschnitt qcm	Querschnitt mit Nietabzug qcm	Gewicht einschl. Nietköpfe kg f. lfd. m	Trägheitsmoment J_x mit Nietabzug cm ⁴	Widerstandsmoment W_x mit Nietabzug cm ³	Trägheitsmoment J_y ohne Nietabzug cm ⁴	Trägheitsmoment J_y mit Nietabzug cm ⁴	Widerstandsmoment W_y mit Nietabzug cm ³	
	Höhe	Breite	Steg											
27	A	270	269	9	130.75.12	—	116,9	103,7	93,0	13 353	989	3 932	3 920	291
	B	270	279	9	130.75.16	—	145,3	128,9	115,3	16 624	1231	5 259	5 236	389
28	A	280	279	9	135.75.12	—	120,2	107,0	95,6	14 934	1067	4 382	4 370	313
	B	280	279	9	135.75.17	—	156,4	139,2	124,0	19 481	1391	6 231	6 205	445
29	A	290	289,5	9,5	140.75.12	—	125,0	111,6	99,3	16 712	1153	4 893	4 881	337
	B	290	289,5	9,5	140.75.17	—	162,2	144,8	128,5	21 816	1505	6 955	6 928	478
30	A	300	299,5	9,5	145.75.12	—	128,3	114,9	101,9	18 541	1236	5 414	5 401	361
	B	300	299,5	9,5	145.75.18	—	173,9	155,7	137,7	25 300	1687	8 150	8 119	542
32	A	320	310	10	150.75.12	—	134,2	120,6	106,5	22 121	1383	6 001	5 988	386
	B	320	310	10	150.75.18	—	181,0	162,6	143,3	30 215	1888	9 031	8 999	581
34	A	340	310	10	150.75.13	—	144,2	129,8	114,4	26 995	1588	6 505	6 489	419
	B	340	310	10	150.75.19	—	190,9	171,4	150,8	36 074	2122	9 539	9 502	613
36	A	360	310	10	150.75.14	—	154,2	139,0	122,2	32 520	1807	7 009	6 991	451
	B	360	330	10	160.80.18	—	195,8	177,4	154,9	41 898	2328	10 883	10 851	638
38	A	380	310	10	150.75.15	—	164,0	148,0	129,9	38 732	2039	7 514	7 493	483
	B	380	330	10	160.80.19	—	206,0	186,8	162,9	49 310	2595	11 494	11 457	694
40	A	400	331	11	160.80.14	—	170,6	153,4	135,4	43 913	2196	8 530	8 508	514
	B	400	331	11	160.80.20	—	220,0	197,6	174,2	57 661	2883	12 224	12 175	736
42 ¹ / ₂	A	425	331	11	160.80.15	—	181,8	163,7	144,2	53 085	2498	9 144	9 119	551
	B	425	331	11	160.80.21	—	230,7	207,4	182,6	68 525	3225	12 842	12 787	773
45	A	450	371	11	180.90.19	—	240,3	218,7	190,1	81 226	3610	16 313	16 270	877
	B	450	300	10	130.75.11	300.20	246,4	221,6	196,9	79 491	3533	12 646	10 399	693
47 ¹ / ₂	A	475	371	11	180.90.20	—	252,3	229,8	199,6	95 383	4016	17 180	17 131	924
	B	475	310	10	150.75.11	310.19	255,7	231,7	204,2	95 047	4002	14 933	11 751	758
50	A	500	371	11	180.90.21	—	264,2	240,8	208,9	111 062	4443	18 047	17 993	970
	B	500	320	10	150.75.11	320.20	268,2	243,4	214,0	111 381	4555	16 422	13 134	821
52 ¹ / ₂	A	525	421	11	205.95.19	—	271,3	249,8	214,5	128 146	4882	23 782	23 739	1128
	B	525	330	10	150.75.11	330.20	274,7	249,9	219,1	126 941	4836	17 478	14 990	860
55	A	550	421	11	205.95.20	—	284,5	262,1	224,8	148 071	5384	25 043	24 994	1187
	B	550	330	10	150.75.12	330.20	285,2	259,6	227,4	144 877	5268	17 981	14 587	884
57 ¹ / ₂	A	575	421	11	205.95.20	—	287,3	264,8	227,0	163 444	5685	25 043	24 994	1187
	B	575	330	10	150.75.12	330.20	287,7	262,1	229,3	160 078	5568	17 982	14 588	884
60	A	600	421	11	205.95.20	—	290,0	267,6	229,2	179 644	5988	25 043	24 995	1187
	B	600	360	11	160.80.10	360.20	297,6	271,2	237,6	179 770	5992	21 635	17 791	988
62 ¹ / ₂	A	625	421	11	205.95.20	—	292,8	270,3	231,3	196 680	6194	25 043	24 995	1187
	B	625	360	11	160.80.10	360.20	300,4	274,0	239,8	196 955	6303	21 636	17 792	988
65	A	650	421	11	205.95.20	—	295,5	273,1	233,5	214 561	6602	25 044	24 995	1187
	B	650	360	11	160.80.10	360.20	303,1	276,7	241,9	214 996	6615	21 636	17 792	988
67 ¹ / ₂	A	675	421	11	205.95.20	—	298,3	275,8	235,7	233 296	6912	25 044	24 996	1187
	B	675	360	11	160.80.10	360.20	305,9	279,5	244,1	233 902	6903	21 636	17 792	988
70	A	700	421	11	205.95.21	—	311,4	288,0	245,9	262 687	7505	26 306	26 251	1247
	B	700	360	11	160.80.11	360.20	317,4	290,1	253,2	261 153	7462	22 247	18 275	1015
72 ¹ / ₂	A	725	421	11	205.95.21	—	314,1	290,8	248,1	283 929	7833	26 306	26 251	1247
	B	725	360	11	160.80.11	360.20	320,1	292,8	255,3	282 431	7791	22 248	18 276	1015
75	A	750	421	11	205.95.21	—	316,9	293,5	250,3	306 080	8162	26 306	26 252	1247
	B	750	360	11	160.80.11	360.20	322,9	295,6	257,0	304 625	8123	22 248	18 276	1015
77 ¹ / ₂	A	775	421	11	205.95.21	—	319,6	296,2	252,4	329 148	8494	26 307	26 252	1247
	B	775	360	11	160.80.11	360.20	325,6	298,3	259,6	327 743	8458	22 248	18 276	1015
80	A	800	421	11	205.95.21	—	322,4	299,0	254,6	353 141	8829	26 307	26 252	1247
	B	800	360	11	160.80.12	360.20	337,0	308,9	268,6	361 735	9043	22 860	18 760	1042

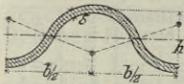
Tabelle XII.

Handleisten-Eisen. Normallänge 4—8 m, größte Länge 12 m. D.N.P.

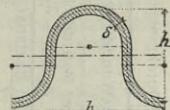
Nr.	B	H	in mm		F qcm	G k/g 1 m
			b	h		
4	40	18	20	10	4,17	3,27
6	60	27	30	15	9,43	7,40
8	80	36	40	20	16,7	13,11
10	100	45	50	25	26,0	20,41
12	120	54	60	30	37,7	29,59

Tabelle XIII.

Uebliche Wellblech- und Trägerwellblech - Profile.



Flaches Wellblech.



b) Trägerwellblech.

Angenähert gelten die folgenden Gleichungen für die Trägheits- bzw. Widerstandsmomente für 1 m Breite bezogen auf die wagrechte Schwerachse.

$$J_a = 0,1 \left(0,11 + 0,16 \frac{h}{b} \right) h^2 \delta; J_b = 0,1 \left(0,10 + 0,19 \frac{h}{b} \right) h^2 \delta$$

$$W_a = \left(0,21 + 0,31 \frac{h}{b} \right) h \delta; W_b = \left(0,19 + 0,37 \frac{h}{b} \right) h \delta,$$

worin h, b, δ in mm, J und W in cm^4 bzw. cm^3 ausgedrückt. Das Gewicht

ist angenähert: $G_a = \left(55 + 134 \frac{h}{b} \right) \delta$; $G_b = \left(44 + 150 \frac{h}{b} \right) \delta$ für 1 qm, wobei δ in cm einzusetzen ist.

Gattung	h/b	h mm	b mm	W/δ	Widerstandsmoment W für 1 m Breite und für δ =														
					1	1,5	2	2,5	3	4	5	6	7 mm						
a) Flaches Wellblech	0,4	20	50	6,7	10,1	13,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	
		40	100	13,4	13,4	20,1	26,8	33,5	40,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		60	150	20,0	—	30,0	40,0	50,0	60,0	80,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		80	200	26,7	—	—	53,4	66,8	80,1	106,8	133,5	—	—	—	—	—	—	—	—
		100	250	33,4	—	—	—	83,5	100,2	133,6	167,0	200,4	—	—	—	—	—	—	—
		120	300	40,1	—	—	—	—	120,3	160,4	200,5	240,6	280,7	—	—	—	—	—	—
	0,5	40	80	14,6	14,6	21,9	29,2	36,5	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		60	120	21,9	21,9	32,9	43,8	54,8	65,7	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		80	160	29,2	—	43,8	58,4	73,0	87,6	116,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
		100	200	36,5	—	—	73,0	90,3	109,5	146,0	182,5	—	—	—	—	—	—	—	—
		120	240	43,8	—	—	—	109,5	131,4	175,2	219,0	262,8	—	—	—	—	—	—	—
		b) Trägerwellblech	0,67	40	60	17,5	17,5	26,3	35,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
60	90			26,3	26,3	39,5	52,6	65,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
80	120			35,0	35,0	52,5	70,0	87,5	105,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
100	150			43,8	—	65,7	87,6	109,5	131,4	175,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—
120	180			52,6	—	—	105,2	131,5	157,8	210,4	263,0	—	—	—	—	—	—	—	—
60	60			33,6	33,6	50,4	67,2	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
1,0	80		80	44,8	44,8	67,2	89,6	112,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	100		100	56,0	56,0	84,0	112,0	140,0	168,0	—	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	120		120	67,2	—	100,8	134,4	168,0	201,6	268,8	—	—	—	—	—	—	—	—	—
	120		100	76,1	76,1	114,2	152,2	190,3	228,3	304,4	—	—	—	—	—	—	—	—	—
			mm	cm ²									cm ³						

Tabelle XIV. Buckelplatten.

Sie werden rechteckig und trapezförmig mit Seitenlängen von 500 bis 2000 mm in Stärken von 5—10 mm geliefert. Pfeil der Durchbuckelung $1/8-1/15$ (meist $1/10$), Randbreite 50—80 mm.

Der bei der Gewichts Berechnung zu Grunde zu legende Flächeninhalt einer rechteckigen Buckelplatte ist $F = L \cdot B + 2 \frac{l^2 + b^2}{lb} \cdot h^2$, worin h den Pfeil, L und B die Tafelabmessungen am äußeren Rande, l und b am Rande der Ausbuckelung bedeuten.

Tabelle XV.

Auszug aus der deutschen Normal-Tabelle für gußeiserne Muffen- und Flanschenröhren (Druckröhren).

Gemeinschaftlich aufgestellt von dem Verein deutscher Ingenieure und dem Deutschen Verein von Gas- und Wasserfachmännern (revidiert 1882).

Lichter Durchmesser D mm	Normal-Wanddicke δ mm	Äußerer Rohrdurchmesser $D_1 = D + 2\delta$ mm	a) Muffenröhren							b) Flanschenröhren						
			Übliche Baulänge L m	Muffentiefe t mm	Gewicht				Übliche Baulänge m	Flanschen				Gewicht		
					der Muffe	Gewicht				-Durchmesser mm	-Dicke mm	Lochkreis-Durchmesser mm	Schrauben		einer Flansche kg	f. 1 lfd. m Bau- länge kg
						ausschl. Muffe	f. 1 lfd. m Baulänge	einschl. Muffe abgerundet					-Anzahl	-Dicke		
kg	kg	kg	kg	kg	mm	mm	mm	mm	mm	kg	kg					
40	8	56	2	74	2,68	8,75	10	0,51	2	140	18	110	4	13	1,89	10,64
50	8	66	2	77	3,14	10,57	12	0,69	2	160	18	125	4	16	2,41	12,98
60	8,5	77	2	80	3,89	13,26	15	0,73	2	175	19	135	4	16	2,96	16,22
70	8,5	87	3	82	4,35	15,20	17	0,94	1	185	19	145	4	16	3,21	17,34
80	9	98	3	84	5,09	18,24	20	1,05	2	200	20	160	4	16	3,84	20,80
90	9	108	3	86	5,70	20,29	22	1,15	3	215	20	170	4	16	4,37	23,20
100	9	118	3	88	6,20	22,34	24	1,35	3	230	20	180	4	19	4,96	25,65
125	9,5	144	3	91	7,64	29,10	32	1,70	3	260	21	210	4	19	6,26	33,27
150	10	170	3	94	9,89	36,44	40	2,14	3	290	22	240	6	19	7,69	41,57
275	10,5	196	3	97	12,00	44,36	48	2,46	3	320	22	270	6	19	8,96	50,33
100	11	222	3	100	14,41	52,86	58	2,97	3	350	23	300	6	19	10,71	60,00
225	11,5	248	3	100	16,89	61,95	68	3,67	3	370	23	320	6	19	11,02	69,30
250	12	274	4	103	19,61	71,61	77	4,30	3	400	24	350	8	19	12,98	80,26
275	12,5	300	4	103	22,51	81,85	87	4,69	3	425	25	375	8	19	14,41	91,46
300	13	326	4	105	25,78	92,68	99	5,09	3	450	25	400	8	19	15,32	102,87
325	13,5	352	4	105	28,83	104,08	111	5,16	3	490	26	435	10	22	19,48	117,96
350	14	378	4	107	32,23	116,07	124	5,53	3	520	26	465	10	22	21,29	130,20
375	14	403	4	107	34,27	124,04	133	6,64	3	550	27	495	10	22	24,29	140,23
400	14,5	429	4	110	39,15	136,89	147	7,46	3	575	27	520	10	22	25,44	153,85
425	14,5	454	4	110	41,26	145,15	155	7,89	3	600	28	545	12	22	27,64	163,58
450	15	480	4	112	44,90	158,87	170	8,33	3	630	28	570	12	22	29,89	178,80
475	15,5	506	4	112	48,97	173,17	185	8,77	3	655	29	600	12	22	32,41	194,78
500	16	532	4	115	54,48	188,04	202	10,1	3	680	30	625	12	22	34,69	211,17
550	16,5	583	4	117	62,34	212,90	228	11,7	3	740	33	675	14	26	44,28	242,42
600	17	634	4	120	71,15	238,90	257	13,3	3	790	33	725	16	26	47,41	270,51
650	18	686	4	122	83,10	273,86	295	14,4	3	840	33	775	18	26	50,13	307,28
700	19	738	4	125	98,04	311,15	336	15,5	3	900	33	830	18	26	56,50	348,82
750	20	790	4	127	111,29	350,76	379	17,4	3	950	33	880	20	26	59,81	390,63
800	21	842	4	130	129,27	392,69	425	20,2								
900	22,5	945	4	135	160,17	472,76	513	24,7								
1000	24	1048	4	140	195,99	559,76	609	29,2								

c. Rostschutz.

Da das Eisen großes Bestreben zeigt, sich mit dem Sauerstoff der Luft oder des Wassers zu verbinden, so muß ein Schutzmittel gegen das Rosten vorgesehen werden. Als gewöhnlichster Rostschutz wird der

1) Gewicht des Teerstrickes etwa 0,1 vom Gewicht des Bleiringes.

Anstrich verwendet, doch kommt auch das Verzinken und in sehr wenigen Fällen die künstliche Oxydation in Betracht. Vor Aufbringung des Anstriches muß das Eisen gut gereinigt werden. Meistens geschieht dies auf mechanischem Wege mittels Drahtbürsten oder Sandstrahlgebläse, zuweilen auch auf chemischem Wege durch Waschen, Beizen, mit verdünnter Salzsäure usw. Erfolgt die Reinigung auf letzterem Wege, so ist zunächst die den Eisenteilen etwa noch anhaftende Säure durch Eintauchen in Kalkwasser zu neutralisieren. Demnächst sind die Eisenteile in reinem Wasser abzuspielen, sodann in kochendem Wasser bis zur Siedehitze zu erwärmen, nach Verdunsten der anhaftenden Wasserteile allseitig mit einer aus 90 Teilen dünnflüssigem, schnell trocknendem, gutem, wasser- und säurefreiem Leinölfirnis und 10 Teilen Zinkweiß bestehender Farbe satt zu streichen und schließlich zum Abtrocknen in gedeckten Räumen zu lagern.¹⁾

Der erste, der sogen. Grundanstrich wird in der Werkstatt aufgebracht. Die folgenden zwei bis drei Deckanstriche werden an der fertigen Konstruktion auf der Baustelle vorgenommen. Die Grundanstrich-Farbe besteht aus Leinölfirnis mit Bleimennige, da diese beiden Bestandteile eine sehr harte und widerstandsfähige chemische Verbindung eingehen. Säurehaltige Farben sind auf alle Fälle zu vermeiden, wie z. B. Berliner Rot.

Zum Decken werden Bleiweiß- und Zinkweißfarben mit einem gewöhnlich mineralischen Zusatz für den Farbenton verwendet. Die Farben sollen dünnflüssig und schnell trocknend sein, damit alle Unebenheiten ausgefüllt und die Bildung von Luftblasen vermieden wird, die bei Temperaturwechsel platzen.

Außer den Blei- und Zinkfarben sind als Deckfarben noch zu erwähnen: Rathjens Patentkomposition, eine in Spiritus gelöste Farbe, die sehr schnell trocknet, sowie die sogenannten Schuppenpanzerfarben. Ferner sind hier noch die Hansa-Komposition, Siderosthen und andere gut bewährte Deckfarben zu erwähnen. Hauptsache beim Rostschutz durch Anstrich ist aber die Voraussetzung reiner Eisenflächen.

Eisenteile, die in Beton eingehüllt werden, sind besser nicht mit Farbe zu streichen, da dann der Beton nicht haftet. Hier empfiehlt es sich, sofort nach der Reinigung einen Anstrich von Zementmilch, d. h. dünnflüssigem reinem Zementmörtel, aufzubringen. Leicht angerostetes Eisen wird von Portlandzement-Beton vollkommen geschützt, der an den rauen Flächen gut haftet; der Rostschutz kann aber nur bei Portlandzement mit höchstens vier Teilen Sand oder Kies (keine Schlacke!) als bewährt angesehen werden.

Ueber allen Farbenanstrichen zwecks Rostschutz steht jedoch das allerdings teuerste Verfahren des Verzinkens. Für ganze Konstruktionen kann es freilich nicht in Betracht kommen, da die Größe der Verzinkungspanne enge Grenzen zieht, immerhin wird es für Buckelplatten und Tonnenbleche viel angewendet.

Auch ein künstlicher Ueberzug mit Eisenoxydul-Oxyd, welcher, wieder auf natürliche Weise bei geschmiedeten Körpern entstandene, sehr fest haftet, ist von den Engländern Bower & Barff zuerst durchgeführt und zeichnet sich gegenüber dem Verzinken durch größere Billigkeit und Unveränderlichkeit gegenüber Temperaturänderungen aus. Seine Biegsamkeit ist gering. Bei Gegenständen, die nachträglich noch gebogen werden sollen, kann er nicht in Anwendung gebracht werden. Das im allgemeinen noch wenig übliche Verfahren dürfte bei einzelnen Konstruktionsteilen vorteilhaft anwendbar sein.

¹⁾ Aus den Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau vom Jahre 1891.

II. Grundlagen für die Querschnittsbildung.

Nachdem die inneren Kräfte in dem eisernen Tragwerk bekannt sind, kann an die Ausbildung der Querschnitte geschritten werden. Hierbei sind die vollwandigen Träger von den Fachwerken zu unterscheiden.

Die vollwandigen Träger (Blechträger, Blechbogen), haben in jedem Querschnitte Moment, Normalkraft und Querkraft aufzunehmen, während die Stäbe in den Fachwerken nur Normal- oder Achsialkräfte erhalten.

a. Vollwandige Träger (Blechträger).

Die Querschnitte der vollwandigen Träger (Abb. 106) bestehen aus einem Stehblech und vier Winkleisen mit oder ohne aufgelegten Kopfplatten (Lamellen). Die Winkel mit den Kopfplatten bilden die Gurtung und man spricht nach der Lage derselben von Ober- bezw. Untergurtung. Für mittlere Querschnitte leisten bei der Auswahl geeigneter Zusammensetzungen die Tabellen von Böhm & John, Berlin 1895, Julius Springer, gute Dienste. Auch die Tabellen von Geusen & Milizék¹⁾ erleichtern das Berechnen von Trägheitsmomenten erheblich. Ferner sind hier zu

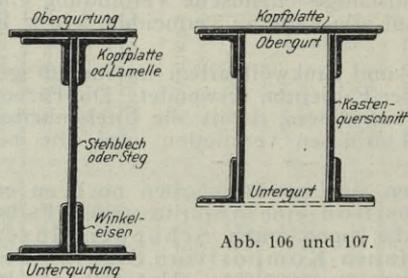


Abb. 106 und 107.

erwähnen: H. Zimmermann, genietete Träger, Berlin 1893, Will. Ernst & Sohn; C. Scharowsky, Hagen 1898, O. Hammerschmidt; — Scharowsky & Seifert, Gewichts-Berechnungen von Walzeisen und Eisenkonstruktionen, Hagen, O. Hammerschmidt. — Stöckl & Hanser, Wien 1898; Spielhagen und Schurich-Kölzow, Hilfstafeln für Knicksicherheit, Hannover 1898, Hahn.

Reicht ein Stehblech nicht aus, so kann man entweder zwei Stehbleche dicht zusammengenietet verwenden oder den Querschnitt zweiwandig ausbilden, wodurch ein Querschnitt, der sogen. Kastenquerschnitt, (Abb. 107) entsteht. Die Stehbleche müssen dann eine solche Entfernung erhalten, daß die Nietung bequem ausgeführt und der Anstrich sorgfältig aufgebracht werden kann. Von einer gewissen Höhe ab, rd. 900 mm, muß der Abstand dann so groß gemacht werden, daß ein Mann für die Ausführung oben erwähnter Arbeiten in den Träger hineinkriechen kann. Die Kopfplatten sollen stets etwas über die Winkel hinausragen, damit der Rand ein glattes Aussehen erhält und etwaiger Grat an den Winkleisen nicht auffällt. Wird der Ueberstand mehrerer Kopfplatten aus statischen Gründen sehr groß gewählt, so muß er gleich so groß gemacht werden, daß er außerhalb der Winkleisen noch einmal genietet werden kann. Weitere Einzelheiten der vollwandigen Querschnitte vergleiche Kapitel V.

b. Gegliederte Träger (Fachwerkträger).

Die Ausbildung der Querschnitte der Fachwerkträger richtet sich nach der Größe der Stabkräfte, die am besten übersichtlich zusammengestellt sind. Bei den Zugstäben ist der Querschnitt vermindert um den Querschnitt der Nietlöcher in Rechnung zu stellen, bei den Druckstäben ist ein Abzug der Nietlöcher gewöhnlich nicht zu berücksichtigen, dagegen auf die Knicksicherheit Bedacht zu nehmen, ohne den erforderlichen Druckquerschnitt wesentlich zu vergrößern. Die gedrückten Querschnitte sind so anzuordnen, daß sie ein genügend großes Trägheitsmoment erhalten und so fest miteinander zu verbinden, durch Vergitterung oder Bindebleche, daß der Stab als ein Ganzes angesehen

¹⁾ Im Selbstverlage von Geusen in Dortmund.

werden kann und nicht einzelne Teile für sich ausknicken können. Bei der Querschnittsbildung ist ferner darauf Rücksicht zu nehmen, daß sich die Stäbe leicht an die Knotenbleche anschließen lassen und daß die Stäbe von allen Seiten leicht zugänglich bleiben, sowohl beim Vernieten, wie beim Anstreichen und Prüfen des Anstriches. Massige geschlossene Querschnitte sind anderen stark gegliederten sehr breiten und hohen Querschnitten vorzuziehen, da in die äußersten Fasern, die von der Schwerlinie zu weit entfernt liegen, die Stabkraft nur unvollständig übertragen wird und infolgedessen große Nebenspannungen entstehen. Die Querschnitte von Gurtungen sind in gewisser Uebereinstimmung auszubilden und zwar so, daß in der Querschnittsfläche keine zu großen Abstufungen entstehen und ebenso die Schwerlinien der einzelnen Stäbe keine wesentlichen Abweichungen von den Netzlinien des Fachwerkes erleiden. Demgemäß sind die etwa hinzuzufügenden Querschnitte möglichst gleichmäßig um die Schwerpunkte anzuordnen. Ueber die weitere Ausbildung der Stabquerschnitte von Fachwerkträgern vergl. Seite 122. ff

III. Die Verbindung der Eisenteile zu Trägern.

a. Die Niete und Schrauben.

Die Verbindung der Eisenteile erfolgt durch Niete oder Bolzen. Die Niete bestehen aus dem Setzkopf mit dem Schaft, welcher beim Vernieten am geraden Ende zu dem Schließkopf niedergehämmt wird. Um ihm

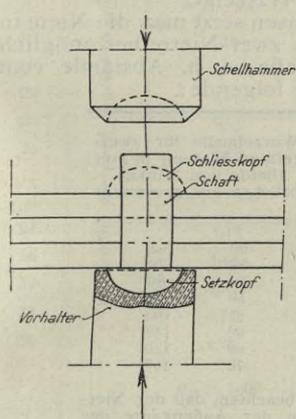


Abb. 108.

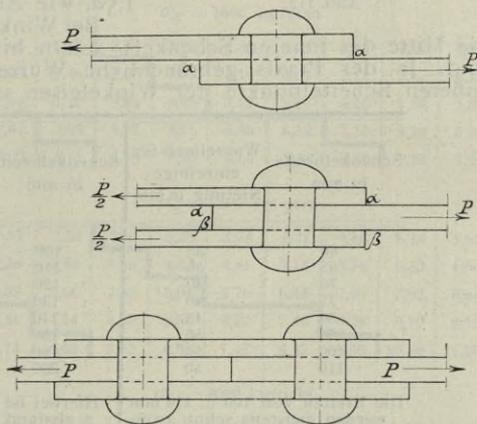


Abb. 109–111. Niet-Verbindungen.

die vorgeschriebene Form zu geben, wird er zum Schluß mit dem Schellhammer (Abb. 108), der unten die gewünschte Höhlung besitzt, in die runde Form gepreßt. Der Baustoff der Niete ist in der Regel zähes Flußeisen oder Tiegelstahl, selten Schweißeisen. Der Niet soll die Löcher sämtlicher zu verbindenden Bleche gut ausfüllen. Außerdem preßt er aber die Bleche, da er sich beim Erkalten in der Längsrichtung zusammenzieht, fest aneinander. Auf die Ausfüllung des Nietloches kann man bei sorgfältiger Nietarbeit nur rechnen, so lange die Gesamtstärke der zu vernietenden Bleche nicht den fünffachen Nietdurchmesser überschreitet.¹⁾ Ist das letztere der Fall, so wendet man am besten konische Bolzen an, die

¹⁾ Bei den neuen Eisenbahn-Brücken über den Rhein in Cöln sind bei $6d$ noch Niete verwendet, jedoch bei der Berechnung ihrer Zahl rd. 10% zugeschlagen.)

in das konisch gebohrte und absolut übereinstimmend aufgeriebene Loch fest eingetrieben und mittels der Schraubenmutter angezogen und gesichert werden. Der Anlauf des Schaftes soll 1:40 bis 1:50 betragen. Bei sehr großen Längen führen diese Anläufe schon zu Schwierigkeiten insofern, als die größten Durchmesser die äußersten Eisenlagen zu sehr schwächen. Unter solchen Umständen ist der Anlauf auf $\frac{1}{100}$ einzuschränken. Die Niete erhielten früher an beiden Enden eine kleine Verstärkung von $\frac{1}{8}d$, die den Zweck haben sollten, die Tragkraft der Niete zu erhöhen. Nach den Untersuchungen des im Jahre 1904 gebildeten „Vereins Deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken“ hat jedoch diese Aussenkung keinen praktischen Wert. Die entsprechende Vorschrift für die preußische Staats-Bauverwaltung ist bereits aufgehoben (Erlaß v. 7. Sept. 1909).

Was die Niete betrifft, so unterscheidet man im allgemeinen Kraftniete und Heftniete. Die ersteren haben Zug- und Druckkräfte der zu verbindenden Eisenteile zu übertragen, während die letzteren beispielsweise Winkel oder Lamellen zusammenzuhalten bzw. zusammenzuheften haben. Der Abstand der Kraftniete beträgt, wenn d der Nietdurchmesser ist, $2,5d$ bis $6d$, der der Heftniete $6d$ bis $12d$. Der geringste Abstand $2,5d$ soll nur im Notfalle angenommen werden, sonst mindestens $3d$. Der Endabstand in Kraft- richtung betrage $2d$, rechtwinklig dazu $1,5d$, wie Abb. 112 zeigt.

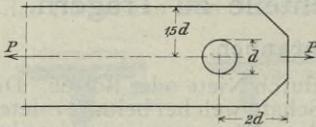


Abb. 112.

Bei Winkeleisen setzt man die Niete in die Mitte des inneren Schenkels, sofern nicht zwei Nietreihen möglich sind. In der Praxis gebräuchliche Wurzelmaße, d. h. Abstände vom äußeren Scheitelpunkte der Winkeleisen sind folgende:

Schenkelbreite in mm	Wurzelmaß für einreihige Nietung in mm	Schenkelbreite in mm	Wurzelmaße für zwei- reihige Nietung in mm (beide von Winkel- brücken aus gemessen)	
60	33	100	50	65
65	35	110	50	70
70	40	120	50	80
75	40	130	50	90
80	45	140	55	100
90	50	150	60	110
100	55	160	60	120
110	60	200	70	160

Die Breiten von 100 u. 110 mm werden meistens schon zweireihig genietet.

Hierbei ist zu beachten, daß der Nietabstand von der Außenkante des Schenkels nicht kleiner als $1,5d$ wird.

Die gewöhnlichen Nietdurchmesser sind 13, 16, 20, 23, 26 mm. Das deutsche Normalprofilbuch empfiehlt die geraden Zahlen von 2 zu 2 mm als Werte für Nietdurchmesser.

Die Kraftniete werden auf zweierlei Art beansprucht und zwar auf Abscheren in dem Nietquerschnitt unmittelbar am Nietkopf und auf Lochwanddruck am Umfang des Nietschaftes. Erfolgt die Scherbeanspruchung in einen Querschnitt aa (Abb. 109), so wird der Niet „einschnittig“ beansprucht. Erfolgt die Scherbeanspruchung in zwei Querschnitten, wie in Abb. 110 u. 111 dargestellt ist, so ist der Niet zweischnittig beansprucht. Bei einschnittigen Nieten erreicht die Scherbeanspruchung meistens zuerst den Höchstwert, da für den Lochwanddruck die doppelte Beanspruchung zugelassen wird, wie für die auf Abscheren.

Auch durch Anbringung von zwei Laschen, wie Abb. 111 zeigt, erhält man zweischnittig beanspruchte Niete.

Tabelle für Tragfähigkeit von Nietern.

Niet- durch- messer in mm	Niet- quer- schnitt qcm	Tragkraft eines Nietquerschnittes auf Abschreibung in t bei $\sigma_s = 700 \text{ kg/qcm}$	Zulässiger Lochleibungsdruck									
			in t bei $\sigma_e = 1400 \text{ kg/qcm}$ und eine Plattendicke von									
			8	10	12	14	16	18	20	22	24	
			mm									
13	1,327	0,93	1,45	1,82	2,08	2,55	2,91	3,28	3,64	4,00	4,37	
16	2,011	1,41	1,79	2,24	2,69	3,14	3,58	4,03	4,48	4,93	5,38	
20	3,142	2,20	2,24	2,80	3,36	3,92	4,48	5,04	5,60	6,16	6,72	
23	4,155	2,91	2,57	3,22	3,86	4,51	5,15	5,79	6,44	7,08	7,72	
26	5,309	3,72	2,91	3,64	4,36	5,09	5,82	6,55	7,28	8,00	8,73	
		$\sigma_s = 750$	$\sigma_e = 1500 \text{ kg/qcm}$									
13		0,99	1,56	1,95	2,34	2,73	3,12	3,51	3,90	4,28	4,67	
16		1,51	1,92	2,40	2,88	3,36	3,84	4,32	4,80	5,28	5,76	
20		2,36	2,40	3,00	3,60	4,20	4,80	5,40	6,00	6,60	7,20	
23		3,12	2,76	3,45	4,14	4,83	5,52	6,21	6,90	7,60	8,28	
26		3,98	3,12	3,90	4,68	5,46	6,24	7,02	7,80	8,58	9,36	
		$\sigma_s = 800$	$\sigma_e = 1600 \text{ kg/qcm}$									
13		1,06	1,66	2,08	2,49	2,91	3,33	3,74	4,16	4,57	4,98	
16		1,61	2,05	2,56	3,07	3,58	4,10	4,61	5,12	5,63	6,15	
20		2,51	2,56	3,20	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40	7,04	7,68	
23		3,32	2,94	3,68	4,42	5,15	5,88	6,62	7,36	8,10	8,82	
26		4,25	3,32	4,16	4,98	5,82	6,65	7,48	8,32	9,14	9,96	
		$\sigma_s = 900$	$\sigma_e = 1800 \text{ kg/qcm}$									
13		1,19	1,87	2,34	2,81	3,28	3,74	4,21	4,68	5,14	5,62	
16		1,81	2,30	2,88	3,45	4,03	4,61	5,18	5,76	6,33	6,90	
20		2,82	2,88	3,60	4,32	5,04	5,76	6,48	7,20	7,92	8,64	
23		3,74	3,31	4,14	4,97	5,80	6,62	7,45	8,28	9,10	9,94	
26		4,78	3,74	4,68	5,62	6,55	7,48	8,42	9,36	10,30	11,20	
		$\sigma_s = 1000$	$\sigma_e = 2000 \text{ kg/qcm}$									
13		1,33	2,08	2,60	3,12	3,64	4,16	4,68	5,20	5,72	6,24	
16		2,01	2,56	3,20	3,84	4,48	5,12	5,76	6,40	7,04	7,68	
20		3,14	3,20	4,00	4,80	5,60	6,40	7,20	8,00	8,80	9,60	
23		4,15	3,68	4,60	5,52	6,44	7,36	8,28	9,20	10,10	11,00	
26		5,31	4,16	5,20	6,24	7,28	8,32	9,36	10,40	11,40	12,50	

Querschnitt wie oben angegeben.

Bemerkung: Alle Leibungsdrucke über und rechts der oberen Zickzacklinie sind größer als die zulässige Scherkraft für doppelschnittige Niete. Alle Leibungsdrucke unter und links der unteren Zickzacklinie sind kleiner als die zulässige Scherkraft für 1 einschnittigen Niet.

Bei der einfachen Verlaschung muß die Stärke der Lasche gleich der des gestoßenen Bleches sein, während sie für die doppelte Laschung nur halb so dick zu sein braucht.

Ist das Blech, in dem die größte Beanspruchung auf Lochwanddruck auftritt, so dick, daß der Scherwiderstand einen kleineren Wert ergibt

als der Widerstand auf Lochwanddruck, so ist natürlich nur der kleinere Wert der beiden Widerstände maßgebend.

Die verwendeten Schraubenbolzen müssen abgedreht sein und das Loch gut ausfüllen. Man verwendet sie auch an Stelle von Nieten, sobald sie Kräfte in der Längsrichtung aufnehmen sollen, eine Beanspruchung, die man für Niete möglichst vermeiden muß.

b. Die Ausbildung der Fachwerkstäbe.

1. Allgemeines.

Bei der Ausbildung der Stäbe eines Fachwerkes ist streng zu unterscheiden, ob es sich um Druck- oder Zugstäbe handelt, d. h. ob diese Stäbe entweder meistens nur Druck- oder nur Zugkräfte übertragen. Die Druckstäbe müssen außer dem erforderlichen Querschnitt für die Normalspannung auch noch die nötige Knicksicherheit aufweisen. Bei den Druckstäben müssen Vorkehrungen vorhanden sein, die verhindern, daß der Gurt im ganzen nicht im Raume ausknickt. In der Ebene der Tragwände ist die freie Knicklänge von Knotenpunkt zu Knotenpunkt zu rechnen. In

seitlicher Richtung müssen die Knotenpunkte entweder genügend gesichert sein, um als Festpunkte zu gelten, oder aber die Knicklänge muß zwischen den als wirklich fest anzusehenden Punkten gerechnet werden. Für die Bestimmung der gezogenen Querschnitte ist es erforderlich, die Nietquerschnitte und zwar die größten eines Stabquerschnittes

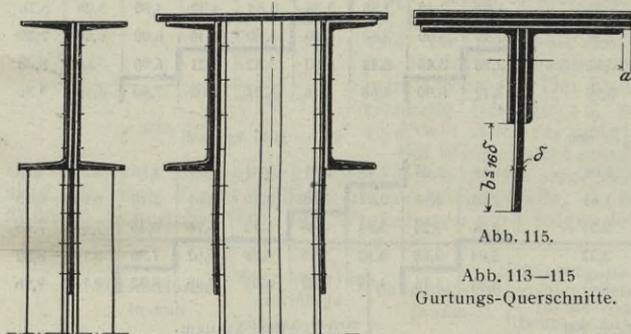


Abb. 115.

Abb. 113—115
Gurtungs-Querschnitte.

Abb. 113 und 114.

vom letzteren abzuziehen, da der durch die Niete eingenommene Querschnitt für die Zugübertragung verloren geht. Bei gedrückten Querschnitten ist dies jedoch nicht üblich, da der Druck durch die Nietschäfte hindurch übertragen werden kann. Ob dieser Gebrauch richtig ist, müßte auf dem Versuchswege nachgewiesen werden, da die entgegengesetzte Annahme, daß der Niet nach erfolgter Abkühlung das Loch nicht voll ausfüllt, nicht ohne Berechtigung ist. Der durch Nietlöcher geschwächte Querschnitt würde also stärker deformiert werden, als dies der Fall bei ungeschwächtem Querschnitt ist.

2. Gurtstäbe.

Die sogenannten einwandigen Querschnitte, bestehend aus einer Stehblechwand mit Winkeln und Gurtplatten haben naturgemäß in seitlicher Richtung geringere Knickfestigkeit, als die „Kasten-Querschnitte“, welche aus zwei oder mehreren Stegen mit Winkeln oder Kopfplatten bestehen. Diese werden auch als „zweiwandige“, „dreiwandige“ usw. Querschnitte bezeichnet.

Den Untergurt hat man, wenn er nur Zug erhält, früher vielfach aus breiten Flacheisen gebildet. Das ist nicht mehr üblich, da der Anschluß solcher Füllungsstäbe nicht einwandfrei hergestellt werden kann und da an den äußersten Kanten ungünstig wirkende Nebenspannungen entstehen. Als Hauptregel ist zu beachten, daß gedrungene Querschnittsformen an-

gewendet werden sollen, damit sich die Stabkraft möglichst gleichmäßig auf die ganzen Querschnittflächen verteilen kann. Ferner soll möglichst wenig Nietarbeit erforderlich sein. Deshalb wendet man, wenn irgend möglich, Walzprofile an und zwar ist der Γ -Querschnitt wegen der Anschlüsse am geeignetsten und besitzt zugleich ein günstiges Trägheitsmoment. Abb. 113 u. 114 zeigen vielfach angewendete Querschnittsformen für Gurtungen. Daß der letztere gegen seitliches Ausknicken ein größeres Trägheitsmoment als der erstere besitzt, ist ohne weiteres ersichtlich. —

Eine sehr häufig vorkommende Gurtform, welche sich zur Aufnahme von Zug- und Druckkräften eignet, ist der Γ -Gurt. Man bildet ihn bei kleinen Brücken nur aus Winkeleisen oder einem Γ -Eisen, bei großen Brücken aus Stehblechen, Winkeleisen und Kopfblechen, wie aus Abb. 115 zu ersehen ist. Die Größe des Ueberstandes a der Kopfbleche soll nicht mehr als 3 cm, mindestens aber 0,5 cm sein. Bündig läßt man Winkel und Kopfplatten nur im Notfalle abschneiden, da kleine äußere Fehler hierbei zu sehr ins Auge fallen. Die Höhe des Stehbleches hängt von der zur Befestigung der Stäbe

nötigen Nietzahl ab. Zu hohe Stehbleche sind unzweckmäßig, weil sie in Bezug auf die Knicksicherheit nicht ganz in Rechnung gezogen werden können und weil die Nebenspannungen in der äußersten Kante des Stehbleches zu groß werden. Das Stehblech soll über die Knoten der einfassenden Winkeleisen höchstens um die 16fache Stehblechstärke hinausreichen, es soll also $b \leq 16 \delta$ (Abb. 115) sein. Bei Verwendung zweier Stehbleche, die

unter Umständen vorteilhaft sein kann, ist unter δ die Summe beider Stärken zu verstehen. Die Größen der Winkeleisen werden erfahrungsgemäß in gewissem Verhältnis zu dem erforderlichen Stabquerschnitt angenommen. Als Regel ist dabei zu beachten, daß für die Hauptträger von Fachwerkbrücken nicht Schenkellängen unter 70 mm verwendet werden sollen und in erster Linie die leichter zu beschaffenden gleichschenkligen Winkel zur Verwendung kommen. Die Verstärkung des Querschnittes soll in der Weise erfolgen, daß die Teilquerschnitte möglichst nahe der Stabachse bzw. Schwerachse angeordnet werden, und daß die Schwerachse von der Unterkante des Stehbleches möglichst gleichbleibenden Abstand hat. Bei Außerachtlassung dieses Umstandes können in den Gurtungen, besonders bei geraden Gurtungen, große Nebenspannungen entstehen. Die Verstärkung des einwandigen Querschnittes erfolgt durch Auflegen von Kopfplatten, und wie bereits erwähnt, durch Anordnung eines zweiten Stehbleches.

Der Γ -Gurt ist seltener zur Ausführung gelangt, da die Befestigung der Füllungsstäbe Schwierigkeiten macht.

Der kreuzförmige Querschnitt, der als Gurtquerschnitt nur noch selten Verwendung findet, ist insbesondere von Gerber zuerst angewendet worden. Er wird durch vier oder mehr zusammenstoßende Winkeleisen mit oder ohne wagrechte Blecheinlagen gebildet. Mit dieser Form läßt sich

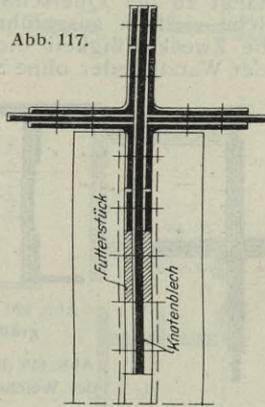


Abb. 117.

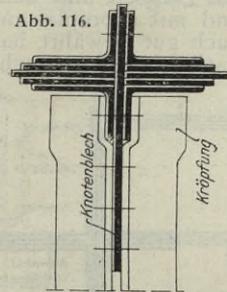


Abb. 116.

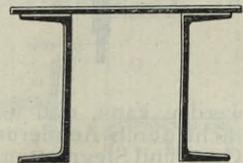


Abb. 118.

Abb. 116–118. Gurtquerschnitte.

große Steifigkeit und Sicherheit gegen Knicken erreichen. Sie ist wegen der gedrungeneren Form zur Vermeidung von Nebenspannungen günstig.

An Stellen, wo die Querschnitte klein werden, braucht man nur zwei Winkel zu nehmen und kann die lotrechten oder wagrechten Bleche ganz weglassen. Da durch die Aenderung der Profile an den Wechselstellen Stufen entstehen, sind allerdings Kröpfungen oder, was besser ist, Futter unvermeidlich, und die Stöße sind schwieriger herzustellen als bei T-Gurten. In Abb. 116 u. 117 sind solche Gurtquerschnitte zur Anschauung gebracht. Die erste zeigt einen kleineren, sehr gedrungeneren Querschnitt und Füllungsstäbe, die mittels Kröpfung von dem Knotenblech auf die Gurtung geführt sind. Abb. 117 stellt einen größeren, gegen Knicken mehr Widerstand bietenden Querschnitt dar, an den die Stäbe des Gitterwerkes ohne Kröpfungen mittels Futter angeschlossen sind.

Reicht der einwandige Querschnitt nicht mehr aus, was für Eisenbahn- und Straßenbrücken bei Stützweiten von 30—40 m erfolgt, so geht man zu den zweiwandigen Querschnitten über. Am besten eignet sich hierzu vor allem das C-Eisen und man gelangt zu der Querschnittsform Abb. 118 ohne und mit Kopfplatten, welche vielfach ausgeführt worden ist und sich auch gut bewährt hat. Die Zweckmäßigkeit dieses Querschnittes liegt darin, daß der Anschluß der Wandglieder ohne Schwierigkeiten erreicht

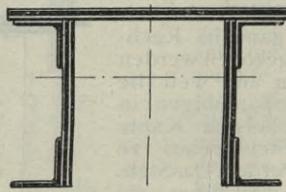
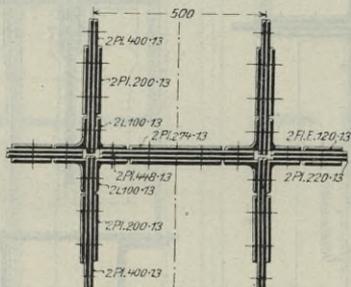


Abb. 120. Gurtquerschnitt für größere Stützweiten.

Abb. 119 (links). Gurtquerschnitt der Wechselbrücke bei Dirschau.

werden kann, daß ferner die Abstufungen des Querschnittes möglichst nicht durch Aenderung der Größe der C-Eisen, sondern durch aufgelegte Gurt- und Stegplatten bewerkstelligt werden können. Die Art der Anordnung geht aus der Abbildungstafel I hervor, welche Einzelheiten der Eisenbahn-Brücke über den Rixdorfer Stichkanal darstellt, die zum Ausbau der Görlitzer Bahn für die Anschlußstrecke Rixdorf—Baumschulenberg von der königl. Eisenbahndirektion in Berlin 1909 entworfen ist. Ferner bietet hierfür auch die vom Verfasser entworfene Eisenbahnbrücke über den Pritzerber See ein ebensolches Beispiel (vergl. Tafel II).

Ein anderer Querschnitt, welcher anwendbar ist, sobald Walzprofile nicht mehr ausreichen, ist die Doppelkreuzform. Abb. 119 stellt einen Gurtquerschnitt der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau dar.¹⁾ Er besteht aus lotrechten und wagrechten Platten von angegebenen Größen, die in den Kreuzungspunkten durch Winkel (100 · 100 · 13) verbunden sind.

Eine für größere Stützweiten sehr gebräuchliche Querschnittsform ist der Kasten-Querschnitt nach Abb. 120, welcher aus zwei Wänden mit Einfassungen aus Winkeleisen und Gurtplatten besteht; die unteren Winkel können fortgelassen werden, ebenso können oben noch zwei innere Winkel angeordnet werden.

Ueber die Mannigfaltigkeit der Querschnittsformen, wie sie für Fachwerkträger in Anwendung kommen, geben die nachstehenden Tabellen I bis IV, sowie die Abb. 121 Aufschluß. In jenen sind die gebräuchlichsten

¹⁾ Zeitschr. f. Bauwes. 1895, S. 254.

Stabquerschnitte in Verbindung mit der Trägerart, bei welcher sie zur Anwendung kommen können, zusammengestellt, die Tabellen auf S. 126 u. 127 erleichtern die Wahl der besonderen Hauptträger und die geometrische Festlegung des Trägernetzes, wenn es sich darum handelt, ein- und

zweigleisige Eisenbahn-Brücken bis zu 100 m Stützweite mit „Fahrbahn unten“ und „Fahrbahn oben“ zu entwerfen. Die Querschnitte 1—6 sind „einwandige“, die übrigen „zweiwandige“ Querschnitte. Für Spannweiten $l < 30$ m sind einwandige Querschnitte vorteilhafter, da sie massig, in der Unterhaltung günstig, auch verhältnismäßig günstig in Bezug auf den Eisenbedarf sind. Mit Rücksicht auf die Seitensteifigkeit genügen sie für größere Spannweiten nicht. Der Abstand der beiden Wände zweiwandiger Querschnitte ist $\frac{l}{100}$ bis $\frac{l}{150}$ zu wählen. In diesen Fällen lassen sich auch C- und I-Eisen vorteilhaft bei der Querschnittsbildung verwenden, wodurch das Zusammenheften kleinerer Walzprofile mittels durchlaufender Nietreihen entbehrt werden kann, C-Eisen besonders für die Gurte (siehe Querschnitt 7), I-Eisen für Streben und Pfosten.

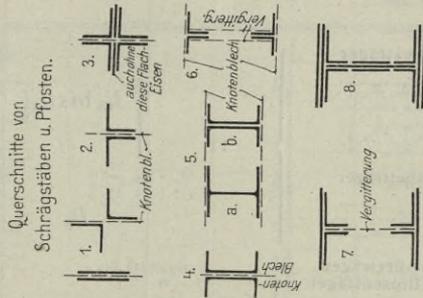
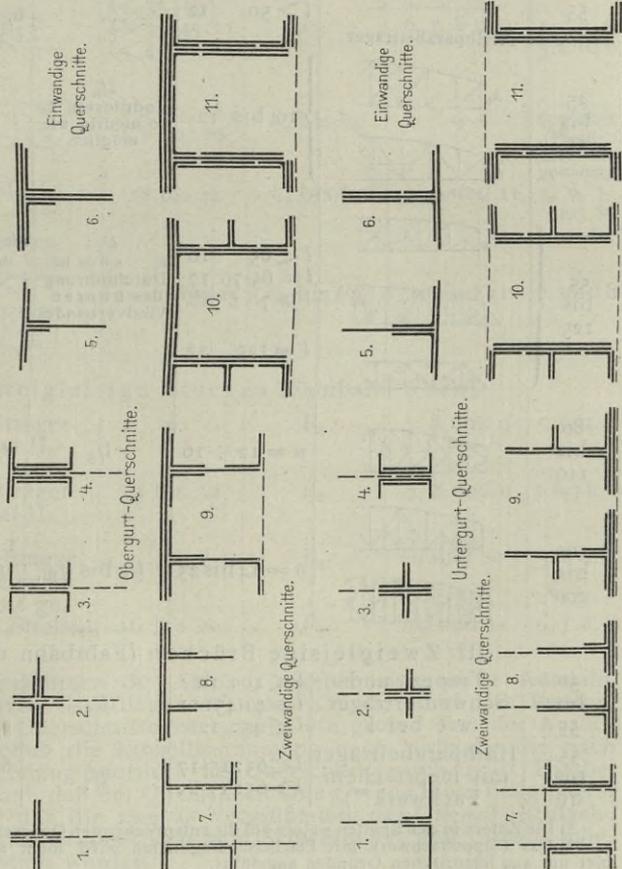
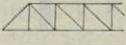
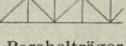
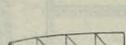
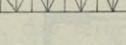


Abb. 121. Zusammenstellung der gebräuchlichsten Querschnittsformen.



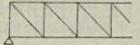
I. Eingleisige Brücken (Fahrbahn unten).

Spannweite l in m	Trägerart	Felderzahl n (l in m)	Trägerhöhe h	Querschnittsform Abb. 121*)	
				der Gurte	der Füllungsstäbe
18 bis 40	Trapezträger  Parabelträger 	11	$l/8$ bis $l/11$	für $l < 30$ m: 1, 2 und 3 für $l > 30$: 4, 5, 6, 7 u. 8	1, 2 u. 3
25 bis 55	Schwedlerträger (auch Ellipsenträger) 	$l < 40$ 10 $l = 40-50$ 11 $l > 50$ 12	$l/8$	für $l < 30$: 5 und 6 $l = 30$ bis 40 6, 7, 8 u. 9; $l > 40$: 8 u. 9	4, 5 u. 6
	Halbparabelträger 				
25 bis 55	h_0  h_0 	10 bis 12	$l/8$ Endposten h_0 so niedrig wie möglich		
55 bis 125	h_0  	$l < 65$ 16 $l = 65-70$ 17 $l > 70$ 18	$l/7$ $h_0 = 6,0$ m bei Durchführung des oberen Windverbandes	wie beim Schwedlerträger besonders $l > 70$: 8 u. 9	wie oben und 7
		$l = 125$ 12			
80 bis 110		$n = 12 \div 16$	$l/8$	7, 8 und 9	5, 6, 7 und 8
100 bis 200	 	$n = 14$ bis 25	$l/8$ bis $l/10$	10 und 11	7 und 8
III. Zweigleisige Brücken (Fahrbahn unten).					
30 bis 55	Trapez- und Schwedlerträger wie bei I	$l < 40$: 10 $l > 40-45$: 11 $l < 45$: 12	$l/8$	7, 8, 9 9	5, 6 u. 7
55 bis 90	Halbparabelträger mit mehrfachem Fachwerk**)	$l < 65$: 15-17 $l > 65$: 17-22	$l/7$	8, 9 und 10 10 und 11	6, 7 u. 8

*) Die Ziffern in den Spalten weisen auf die entsprechenden Querschnittformen auf S. 125 hin

***) Das Doppelfachwerk mit Flacheisendiagonalen wird nicht mehr verwendet und ist hier nur aus historischen Gründen angeführt.

II. Eingleisige Brücken (Fahrbahn oben).

Spannweite l in m	Trägerart	Felderzahl n (l in m)	Trägerhöhe h	Querschnittsform s. Abb. 121*)	
				der Gurte	der Füllungsstäbe
15 bis 22	Parabelträger 	10	$l/8$	1, 2 und 3	1 und 2
20 bis 40 bei eisernen Pfeilern l =Pfeiler- höhe	 α im Mittel 30°	$l < 30: 9$ $l > 30: 10$	$l/8$	wie zuvor und 4	
30 bis 50		10 bis 16	$l/8$	5, 6, 7, 8 u. 9	3, 4, 5, 6 und 7
40 bis 55	Parallelträger 	$l < 35: 10$ $l > 35-45: 11$ $l < 45: 12-13$	$l/9$	6, 7, 8 u. 9	1, 2, 3, 4, 5 und 6
	**) 	$l < 70: 18$ $l > 70: 19$	$l/8$ bis $l/9$	9	6, 7 u. 1 (Flach- eisendiagonalen)
55 bis 90		18 bis 22	$l/8$ bis $l/9$	9, 10 und 11	5, 6, 7 und 8
100 bis 200		$n=14$ bis 25	$l/8$ bis $l/10$	10 und 11	7 und 8

IV. Zweigleisige Brücken (Fahrbahn oben).

30 bis 40	Parabelträger wie bei II	9	$l/8$	7, 8 und 9	5, 6 u. 7
40 bis 55	Parallelträger wie bei II	10 bis 12	$l/8$	7, 8 und 9	5, 6, 7 u. 8
55 bis 65	Parallelträger mit Fachwerk oder mit ge- kreuzten Streben	16	$l/8$	9 und 10	5, 6 u. 7
65 bis 125		16 bis 20	$l/8$	10 und 11	6, 7 u. 8

Die Querschnittsformen der Abb. 121 ergeben eine reiche Auswahl, die den konstruktiven Grundlagen anzupassen sind; durch die Breiten-Bestimmungen der Querschnitte ist zumeist ein großer Teil der Ausbildung festgelegt, sodaß die Einzelbestimmung nach Maßgabe des nach der statischen Berechnung erforderlichen Querschnittes sich ergibt. Hierbei achte man nur darauf, daß der Querschnitt eine geringe Höhe bei größerer Breite erhalte und daß die zwecks Vergrößerung der Querschnittsfläche hinzugefügten Platten symmetrisch zum Schwerpunkt und diesem möglichst nahe angeordnet werden.

3. Füllungsstäbe.

Für die nur gezogenen Stäbe der Hauptträger kamen früher meist Flacheisen zur Anwendung, welche bis zu Breiten von 750^{mm}, Stärken bis 30^{mm} und Längen bis etwa 11^m ausgeführt wurden. Durch Aenderung der Dicke und Breite der Flacheisenstäbe ließen sich die erforderlichen Querschnitte leicht herstellen.

Man hat auch zwei Flacheisen zu beiden Seiten des Knotenbleches oder vier solcher bei zweiwandigen Gurten angeordnet. Die Flacheisen haben den Nachteil, daß sie durch Schwingungen die Nietbefestigungen lockern und bei der Aufstellung leicht ungleiche Spannungen erhalten können.

Zwischen zwei Flacheisen sind in bestimmten Entfernungen Stehbolzen oder schmale Blechstreifen angeordnet, auch hat man den Flacheisen eine bestimmte Anfangsspannung dadurch gegeben, daß man sie etwas kürzer geschnitten und dann durch Dehnung eingebaut hat.¹⁾ Lange Flacheisen werden durch Bestrahlung durch die Sonne sich rasch erwärmen und ausbiegen. Somit sind erhebliche Zusatzspannungen bei flachen breiten Stäben unvermeidlich. In letzter Zeit vermeidet man deshalb fast durchweg Flacheisenquerschnitte für die Zugglieder größerer Fachwerkträger und wendet aus obengenannten Gründen gewöhnlich nur steife Querschnitte an, also Γ -, \perp - und \square -Eisen oder genietete Querschnitte, umsomehr als heutzutage ein Preisunterschied zwischen Flacheisen und Formeisen kaum mehr ins Gewicht fällt.

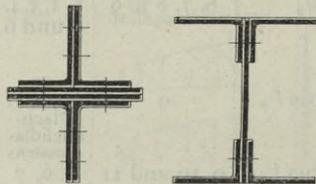


Abb. 122 und 123.
Füllungsstab-Querschnitte.

Für Druckstäbe kommen folgende Querschnitte in Betracht:

Der \perp -förmige eignet sich nur für kleine Spannweiten, insbesondere nur für die auf Druck beanspruchten Glieder des wagrechten und lotrechten Querverbandes.

Der Γ -förmige, gewalzt oder aus zwei Winkeleisen mit oder ohne Stehblech bestehend, kann auch durch Kopfbleche verstärkt werden.

Der \square -förmige Querschnitt, welcher ebenfalls einen bequemen Anschluß an die Gurtungen gestattet.

Der \perp -förmige Querschnitt, welcher aus übereckstehenden Winkeleisen (\perp), aus auf verschiedenen Seiten liegenden Winkel- und Flacheisen, aus zwei Γ -Eisen oder in anderer Weise z. B. nach Abb. 122 gebildet sein kann.

Der Γ -förmige Querschnitt kann in verschiedener Weise gebildet werden. Für kleinere Spannweiten werden Walzeisen, bei größeren Brücken neuerdings die breitflanshigen Greyträger oder blechträgerartig zusammengesetzte Querschnitte verwendet (Abb. 123). Solche Anordnungen finden sich insbesondere bei $\Gamma\Gamma$ -förmigen Gurten. Dieser Querschnitt besitzt nicht immer die erforderliche seitliche Steifigkeit gegen Ausknicken. Bei amerikanischen Brücken werden oft säulenartige meist hohle Querschnittsformen verwendet, welche mittels eines Bolzens an die Gurtungen angeschlossen werden.

c. Knotenpunkte und Vernietungen.

Bei der Anordnung der Vernietung eines Knotenpunktes ist zunächst darauf zu achten, daß die Achsen bezw. Schwerlinien aller in dem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sich in einem Punkt, dem eigentlichen Systempunkt schneiden, durch welchen auch die äußere Kraft des Knotenpunktes geht. Ist dies nicht der Fall, so

¹⁾ Ueber das Nachspannen ausgebogener Flacheisenstäbe mittels des Thermitverfahrens s. Z. d. B. 1910 S. 158.

treten große Nebenspannungen auf, erzeugt durch die Momente infolge des exzentrischen Anschlusses. Ohnehin werden schon durch die feste Vernietung der Knotenpunkte Nebenspannungen auftreten, da die Berechnung der Hauptspannungen reibungslose Gelenke voraussetzt. Auf diesen Umstand ist auch besonders bei der Ausbildung der Einzelheiten zu achten.

Die beste Ausbildung eines Knotenpunktes wäre in dieser Hinsicht die, daß sämtliche Stäbe an einen gemeinschaftlichen Bolzen angeschlossen würden, dessen Achse durch den betreffenden Systempunkt geht und zur Trägerwand senkrecht steht. Die Anordnung von Bolzen erschwert jedoch die Anschlüsse der Stäbe und wird bei uns nur für überseeische Zwecke angewendet, wo es sich darum handelt, Brücken rasch und ohne geschulte Hilfskräfte zusammenzubauen.

Bei genieteten Knotenpunkten sind zur Gewinnung des erforderlichen Platzes für die Vernietungen meist Knotenbleche nötig, welchen die Aufgabe zufällt, die Zusammensetzung der Kräfte zu bewerkstelligen. Die Stäbe werden dann meist in der Fabrik hergestellt und auf der Baustelle in den Knotenpunkten zusammengenietet. Die Gurtungen laufen hierbei häufig über mehrere Felder durch.

Der Anschluß der Füllungsstäbe kann auf zweierlei Weise erfolgen. Eine einfachere aber minder gute Ausbildung von Knotenpunkten ist die, daß die Füllungsstäbe unmittelbar an die durchlaufenden Gurtungen angeschlossen werden (s. Abb. 124). Solche Anordnungen werden nur bei kleineren, untergeordneten Bauwerken zulässig sein. Die zweite, bereits angedeutete Art des Anschlusses ist die mittels Knotenblechen, in der Weise, daß die Füllungsstäbe zum Teil oder ganz an die Knotenbleche angenietet werden (s. Abb. 125). Bei jeder Anordnung muß dafür Sorge getragen werden, daß jeder Füllungsstab die in ihm herrschende größte Spannkraft sicher übertragen kann. Es ist zu beachten, daß die Knotenbleche selbst nicht durch exzentrische Anschlüsse zu hoch beansprucht werden. Es muß also für jeden Stab die genügende Zahl von Nieten vorgesehen werden; sie sind unter Berücksichtigung der später noch zu erörternden Regel zu setzen, insbesondere ist möglichst an jeder Seite der Stabachse und an beiden Stabenden die gleiche Nietzahl anzubringen; empfehlenswert ist auch eine zur Stabachse symmetrische Anordnung der Niete. Eine unmittelbare Befestigung der Füllungsstäbe an der durchlaufenden Gurtung ist, wie bereits angedeutet, nicht zu empfehlen, sie setzt die Verwendung von Stehblechen für die Gurtungsquerschnitte voraus, abgesehen von ganz kleinen Trägern, bei denen auch andere Querschnittsformen der Gurtungen diese Befestigung gestatten. Bei eckigen Gurtungen ist in jedem Knotenpunkte ein Eckpunkt und dadurch entweder ein Stoß des Stehbleches oder der Stehbleche bedingt, oder die eckigen Stehbleche sind aus einem größeren Blech auszuschneiden. Bei besonders guten Eisenblechen ist zur Herstellung eckiger bzw. gekrümmter Stehbleche eine Biegung bis zu 5° zulässig, jedoch nur mit größter Vorsicht bei der Herstellung.

Die zur Herstellung des Stoßes nötigen Stoßbleche können zugleich als Knotenbleche dienen, an welche die Wandglieder angeschlossen werden können.

Bei geradlinigen Gurtungen ist die unmittelbare Befestigung früher vielfach ausgeführt worden. Sie hat allerdings den Vorteil, daß der Anschluß der Gitterstäbe, also die Ausbildung der Knotenpunkte keinen besonderen Eisenaufwand erfordert und verhältnismäßig einfach wird, ist aber aus noch später zu erörternden Gründen bezüglich der geringen Elastizität des Stehbleches zu verwerfen. Ein weiterer Nachteil ist außerdem, daß die Stehbleche meist sehr große Breiten erhalten müssen, damit die erforderliche Zahl von Befestigungsnieten untergebracht werden können; das ist besonders von Bedeutung bei den nahe am Auflager belegenen Knotenpunkten, wo die starken Endschrägen angreifen. Die sehr

breiten Stehbleche führen dann zu einer Querschnittsform, welche für Aufnahme von Zug, besonders aber von Druck wenig geeignet ist; einige Querschnittsteile liegen sehr weit ab vom gemeinsamen Schwerpunkt, sodaß ein Falten des Stehbleches, wenn es nicht genügend ausgesteift ist, nicht ausgeschlossen ist. Damit ist aber der Vorteil der Eisenersparnis ganz oder teilweise aufgehoben. Der Stoß solcher geradlinigen Gurtungen liegt dann meistens zwischen den Knotenpunkten.

Die Befestigung der Füllungsstäbe mittels Knotenblechen hat anderseits den unvermeidlichen Nachteil, daß für die Bildung der Knotenpunkte besonderer Eisenaufwand nötig ist, da große Knotenbleche das Eisen-gewicht nicht unwesentlich vermehren. Dieser Nachteil wird jedoch zum Teil wieder aufgehoben, wenn man die Knotenbleche, wie vielfach üblich, zugleich als Stoßbleche für die Gurtungen benutzt; denn hierdurch fallen die entsprechenden Stoßlaschen für die Stehbleche der Gurtungen fort. Der Vorteil dieser Anordnung besteht hauptsächlich darin, daß die von

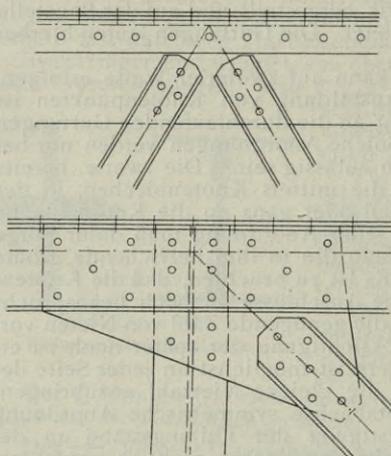


Abb. 124 und 125. Anschluß der Zugstäbe an die Gurtungen.

den einzelnen Stäben übertragenen Kräfte einander ausgleichen, daß die Spannkkräfte der Füllungsstäbe durch die Knotenbleche bei richtiger Ausbildung gut in die Gurtungsquerschnitte geleitet werden, nachdem sie sich im Knotenblech zu einer Mittelkraft bereits vereinigt haben, und daß die Stabkräfte wie erforderlich in den Systempunkt geführt werden können.

Die zum Anschluß der Füllungsstäbe erforderliche Nietzahl ergibt sich aus der auf den Gurt zu übertragenden Kraft und der Tragkraft eines Nietes. Diese ist von der Beanspruchung des Nietes auf Lochwanddruck bzw. Abscheren abhängig (siehe S. 121). Die auf einen Niet entfallende Last ist wesentlich von der Verteilung der Niete abhängig. Zu beachten ist, daß die erste Nietenreihe bei mehrfacher Vernietung infolge Elastizität den weitaus größeren Teil der Belastung aufzunehmen

hat, da zwischen den hintereinander stehenden Nieten eine geringere Längenänderung des Stabes möglich ist. Die Eisenstärken der zu vernietenden Anschlüsse müssen aus diesem Grunde möglichst gleich sein, wenn man eine Ueberbeanspruchung der ersten Niete vermeiden will. Eine mehrfache Vernietung zwischen Körpern von verschiedener Elastizität, wie Stahl und Eisen, Guß- und Schmiedeeisen, ist daher selbstverständlich zu vermeiden. Aber selbst bei gleichen Kräften, also gleicher Lochanordnung liegt immer die schwache Stelle bei den nach den Kräften zu gelegenen ersten Nieten, da diese Niete nicht in dem Maße nachgeben, wie es der verminderten Kraft zwischen ihnen und der folgenden Reihe entspräche. Aus diesem Grunde setzt man einige Niete mehr als berechnet. Aus vorgenannten Gründen ist der unmittelbare Anschluß schmaler Zugstäbe an die Stege der Gurtungen (Abb. 124) zu vermeiden.

Wie schon bemerkt, erhalten in diesem Falle die ersten Niete die Hauptbelastung, während die letzten Niete fast spannungslos bleiben, denn das Stehblech besitzt in der Breitenrichtung nur geringe Elastizität, sodaß es nicht in gleichem Maße der Verlängerung des Zugstabes in der Krafrichtung folgen kann. Man wird vielmehr stets Sammel- oder

Knotenbleche anordnen (Abb. 125), die dem anzuschließenden Zugglied entsprechend derart gestaltet sind, daß sie die genügende Elastizität besitzen, um alle Niete in Wirksamkeit treten zu lassen. Die Knotenbleche sind dann mit so vielen Nieten an das Stehblech der Gurtung anzuschließen, wie die Mittelkraft aller auf dasselbe wirkenden Stabkräfte der Füllungsglieder es erfordert. Für den Nietanschluß der Zugglieder ist noch die Gruppierung der Niete von Bedeutung, denn aus dem Vorhergesagten geht hervor, daß von einer Uebertragung der Stabkraft auf die Anschlußniete zu gleichen Teilen nicht die Rede sein kann. Es wäre z. B. falsch, zu sagen, daß, wenn die Stabkraft P mit n Nieten angeschlossen ist, auf jeden Niet die Belastung $\frac{P}{n}$ entfällt, trotzdem im all-

gemeinen so gerechnet wird. Die folgende Betrachtung von Müller-Breslau soll die Unrichtigkeit dieser Annahme näher beleuchten. Würde man

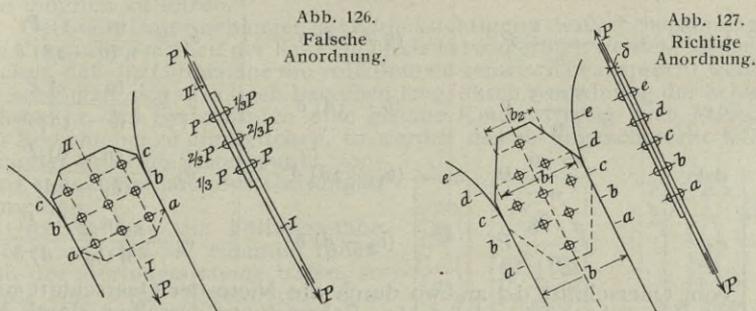


Abb. 126 und 127. Nietanschlüsse für Zugstäbe.

die Niete eines Zugstabes, nach Abb. 126, in den drei Reihen aa, bb, cc anordnen und annehmen, daß auf jede Reihe die Belastung $\frac{P}{3}$ entfällt, so würde der Stab II im Querschnitt aa die Belastung $\frac{1}{3}P$, im Querschnitt bb schon $\frac{2}{3}P$ und im Querschnitt cc P erhalten, und um-

gekehrt erhält der obere Stab I in cc: $\frac{1}{3}P$, in bb: $\frac{2}{3}P$ und in aa: $\frac{3}{3}P$.

Es müßte sich der Stab II zwischen b und c doppelt so viel ausdehnen, als zwischen a und b und Stab I müßte sich zwischen a und b doppelt so viel ausdehnen, als zwischen b und c. Ein Stab würde also den anderen an der Verlängerung hindern, also ist die Annahme gleichmäßiger Lastübertragung nicht zutreffend. Bei dieser Anordnung würde außerdem der Stabquerschnitt durch drei Niete geschwächt werden, sodaß er größere Breite als erforderlich erhalten müßte.

Um eine möglichst gleichmäßige Lastübertragung auf die einzelnen Niete zu erzielen, muß der Stab I nach der Richtung hin, nach der er seine Last abgibt, geschwächt werden und zwar entweder durch Vergrößerung der Nietzahl in den einzelnen Reihen oder durch Aenderung der Stabbreite (Schwedler).

Man setzt also in die erste Reihe aa möglichst wenig Niete, da hier die volle Kraft noch aufzunehmen ist, in den folgenden Reihen bb, cc usw. entsprechend der Querschnittschwächung allmählich mehr, um entsprechend der geringeren Last weniger nutzbaren Querschnitt zu haben

und auf diese Weise einer gleichmäßigen Lastübertragung und Verlängerung der Stäbe zwischen den einzelnen Nietreihen möglichst nahe zu kommen.

Man erreicht dies, wenn man die n -Niete nach Abb. 127 anordnet und zugleich die Stabenden zuspitzt.

Für die einzelnen Querschnitte ergeben sich dann, wenn alle Niete mit dem Durchmesser d gleich belastet werden sollen, folgende Beanspruchungen:

Querschnitt	Belastung	Nutzbare Fläche	Stabspannung
aa	P	$(b-d)\delta$	$\sigma_a = \frac{P}{(b-d)\delta}$
bb	$\frac{n-1}{n}P$	$(b-2d)\delta$	$\sigma_b = \frac{(n-1)P}{n(b-2d)\delta}$
cc	$\frac{n-3}{n}P$	$(b-3d)\delta$	$\sigma_c = \frac{(n-3)P}{(b-3d)\delta}$
dd	$\frac{n-6}{n}P$	$(b_1-2d)\delta$	$\sigma_d = \frac{(n-6)P}{(b_1-2d)\delta}$
ee	$\frac{n-8}{n}P$	$(b_2-d)\delta$	$\sigma_e = \frac{(n-8)P}{n(b_2-d)\delta}$

Vom Querschnitt dd an, wo durch die Niete der Querschnitt nicht mehr geschwächt wird, erfolgt eine Schwächung desselben durch Ver-
schmälerung des Stabes. Im Querschnitt dd wird die Breite b_1 , im

Querschnitt ee ist die Breite b_2 . Je weniger die Spannungen σ_a bis σ_e von einander abweichen, desto näher sind wir der Annahme, daß sich die Kraft P gleichmäßig auf alle Niete verteilt und desto zweckmäßiger ist die Nietverbindung. Die erforderliche Stabbreite b ergibt sich für den Querschnitt, in welchem die Spannung σ am größten wird.

Nimmt man an, daß in der ersten Reihe n Niete, in der zweiten Reihe $2n$ Niete, in der dritten Reihe $3n$ Niete stehen usw., so überträgt jeder

Niet $\sigma \frac{\pi d^2}{4}$. Da jede folgende Niet-

reihe um n Niete zunimmt, erfährt jeder folgende Stabquerschnitt eine Schwächung $n d \delta$, seine Tragfähigkeit nimmt also ab um $n d \delta \cdot \sigma$. Die Sicherheit der Nietverbindung nimmt also zu,

sobald $n \sigma \frac{\pi d^2}{4} > n d \delta \cdot \sigma$ oder $d > \frac{4}{\pi} \delta$, d. h. $d > 1,24 \delta$ ist.

Wählt man $d > 1,24 \delta$ und setzt man in der ersten Reihe n Niete und in jeder folgenden nur je n Niete mehr, so braucht man vom Stabquerschnitt nur die n Niete der ersten Reihe in Abzug zu bringen. Gewöhnlich wählt man $d = 2 \delta$ und $n = 1$, sodaß es in der Regel genügt, den ersten Niet abzuziehen. Die erforderliche Breite ist dann $b = \frac{P}{\sigma \delta} + d$ (Abb. 128a). Sind

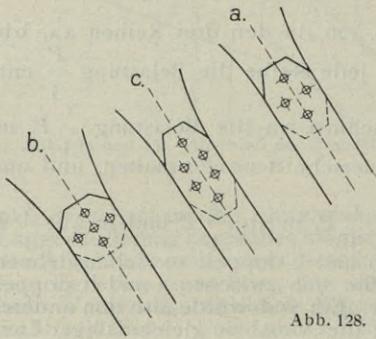


Abb. 128.

in der zweiten Reihe 3 Niete vorhanden (Abb. 128b), während in der ersten 1 Niet steht, also im ganzen 5, so ist für die erste Nietreihe $b = \frac{P}{\sigma \delta} + d$

und für die zweite $b = \frac{4P}{5\sigma\delta} + 3d$ erforderlich. Diesen Fall vermeidet man gern, man nimmt lieber einen Niet mehr und trifft die Anordnung nach Abb. 128c.

Ebenso vermeidet man 7 Niete. Die vorstehenden Betrachtungen gelten hauptsächlich für Zugstäbe. Auch bei Druckstäben macht man die Annahme der gleichmäßigen Uebertragung der Belastung auf alle Niete; hierbei kann man ohne weiteres die Druckstäbe unmittelbar an die Stege der Gurtungen anschließen. Man wird stets trachten, die Anschlüsse so kurz wie möglich zu gestalten und daher die Niete so nahe wie möglich zu setzen.

Genauere Untersuchungen mit Berücksichtigung der Nebenspannungen, die durch die Starrheit der Knotenpunkte hervorgerufen werden, haben bewiesen, daß die Gitterstäbe nie vollkommen zentrisch beansprucht werden. So sehr man sich also auch bemühen mag, durch Anordnung der Schwerachsen in den Systemlinien eine genaue Kräftewirkung nach Maßgabe der Berechnung zu ermöglichen, so werden dessen ungeachtet die Kräfte einander nicht im Systempunkt, sondern stets innerhalb der Gurtungen schneiden.

Ordnete man die Füllungsstäbe also so an, daß sie einander innerhalb der Gurtungssysteme trafen, so würde eine solche Exzentrizität eine Biegung der Gurtungen nach oben, also der Belastung entgegen, hervorrufen und somit die Brücke entlasten. Doch auch in den Gurtungen werden die nach außen liegenden Fasern

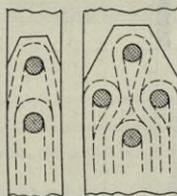


Abb. 129.

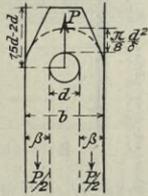


Abb. 130.

stärker beansprucht als die innen liegenden. Es ist also auf jeden Fall zu empfehlen, wenn man die Größe und den Sinn der Nebenspannungen nicht genauer untersuchen will, alle Stäbe zentrisch anzuschließen, d. h. die Niete symmetrisch zur Schwerachse des Stabes anzuordnen.

Um eine möglichst gleichmäßige Kraftverteilung im Stabe und auf die Niete selbst zu erzielen, setzt man, wenn irgend möglich, die Niete jeder folgenden Reihe auf die Lücken der vorhergehenden, gewöhnlich auf die Mitte dieser Zwischenräume, sodaß nur einmalige Versetzung stattfindet.

Bei den früher vielfach als Füllungsstäbe verwendeten Flacheisen dachte man sich die Kraftverteilung in der Weise, daß man das Eisen in Streifen zerlegte und diese so anzuordnen suchte, daß, wie Abb. 129 zeigt, die Möglichkeit der Kraftübertragung gegeben war. Die Breite dieser Streifen wurde nach der Betrachtung festgesetzt, daß (vergl. Abb. 130)

$$P = \frac{\pi \cdot d^2}{4} \cdot \sigma = 2\beta \cdot \delta \cdot \sigma \text{ ist, woraus } \beta = \frac{\pi \cdot d^2}{8\delta}$$

Diese ganze Betrachtung ist aber so willkürlich, daß man sie durchaus nicht als befriedigend ansehen kann.

Es muß dem Geschicke des Konstrukteurs überlassen bleiben, durch sinngemäße Anordnung der Anschlußniete, Gestaltung der Knotenbleche und Anordnung entsprechender Anschlußwinkel die Stabkraft aus allen Teilen des meistens aus mehreren Profileisen zusammengesetzten Querschnittes in das zur Aufnahme der Kraft bestimmte Knotenblech zu übertragen, wodurch er nicht selten vor äußerst schwierige Festigkeits-Untersuchungen gestellt wird.

Ist ein Stab aus mehreren Profileisen zusammengesetzt, so ist es zweckmäßig, das Eisen nicht länger zu machen, als es die nötige Nietanzahl erfordert, da hierdurch die Elastizität des Stabes erhöht wird.

Wendet man, um zweischnittige Niete zu erhalten, ein Hilfseisen h an, wie Abb. 131a zeigt, so kann von einer gleichen Beanspruchung der Niete nur dann die Rede sein, wenn es mit wenigstens ebenso vielen Nieten an den Stab wie an das Knotenblech angeschlossen ist. Die in der Abb. 131a dargestellte Ausführung ist also durchaus fehlerhaft, die Umkehrung der Nietanzahl würde einen richtigen Anschluß geben.

Kröpfungen sind nach Möglichkeit zu vermeiden. Kann man sie nicht umgehen, so führe man sie innerhalb des Nietanschlusses erst dann aus, wenn der größte Teil der Kraft bereits angeschlossen ist.

Es leuchtet ein, daß die Kröpfung eines flachen Eisens keinen großen Wert hat, da sie bei Kraftübertragung wieder gestreckt würde. Doch

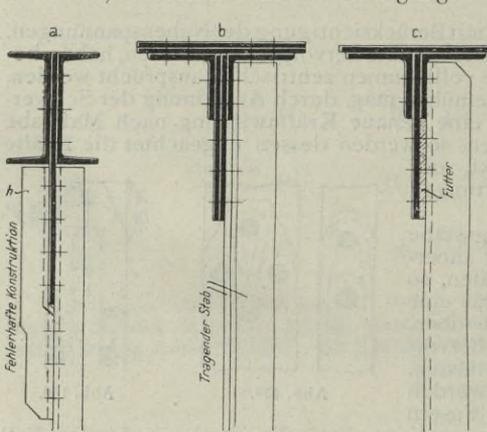


Abb. 131. Anschlüsse von Nieten an Gurtungen.

kröpfe man auch keine zu starken Profile, da durch die Bearbeitung in dem Eisen Spannungen entstehen, wenn es nicht sorgfältig ausgeglüht wird. Bei Verwendung von Futterblechen, siehe Abb. 131c, achte man darauf, daß der Stab nicht nur durch Niete, die auch durch das Futterblech gehen, befestigt ist, sondern daß er auch noch durch andere Niete unmittelbar an das tragende Knotenblech oder die Gurtung angeschlossen ist, da sonst die Niete zu sehr auf Biegung beansprucht werden.

Werden mehrere Stäbe übereinander an einer Seite

fest vernietet, so ist der oben liegende Stab so zu betrachten, als sei er mittels Futterblech angeschlossen (Abb. 131b). Eine genaue Kenntnis der Kraftverteilung ist in den meisten Fällen nicht möglich. Es müssen deshalb an die Sorgfalt und die Übung des Konstrukteurs die größten Anforderungen gestellt werden.

d. Stöße in Fachwerkstäben.

Von wesentlicher Bedeutung ist ferner die Ausbildung der Stöße der Gurtungen. Wenn alle Teile der Gurtung in Knotenpunkte gestoßen werden, so muß die Gesamtheit der Stoßbleche und Stoßwinkel wenigstens dieselbe Querschnittsfläche aufweisen, wie die zu stoßenden Teile, denn

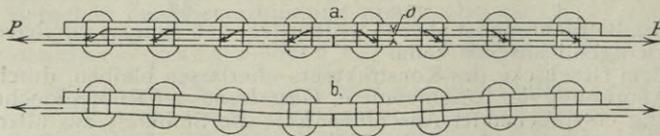


Abb. 132.
Stoßdeckung
von Blechen.

sie ist ja dazu bestimmt, diese zu ersetzen. Es muß aber auch jeder einzelne Teil durch ein entsprechendes Stück gestoßen und für richtige Ueberleitung der Spannkraft gesorgt werden.

Winkelleisen werden entweder durch aufgelegte Winkel von gleicher Größe — sogenannte Stoßwinkel, deren Winkelkante außen abgerundet ist — gestoßen oder durch Auflegen eines lotrechten Bleches auf den lotrechten Schenkel und eines wagrechten Bleches auf den wagrechten Schenkel. Beiderseits ist die durch den Querschnittteil bedingte Zahl von Nietenzuordnungen. Wenn die Winkelleisen an beiden Seiten des Stoßes verschiedenen Querschnitt haben, so ist das Stoßwinkelleisen bzw. das Stoßblech nach dem größeren Winkel zu bestimmen.

Bleche sollen möglichst durch beiderseitig angebrachte Stoßbleche gestoßen werden; bei einseitigem Stoß entsteht ein Moment $P\delta$ (Abb. 132a), welches die Lasche beansprucht und Biegungsbeanspruchungen hervorruft, die zu den durch die Achsialkraft P erzeugten Normalspannungen zuzusetzen sind (Zusatzspannungen). Dadurch wird die in Abb. 132b angegebene Formänderung hervorgerufen. Jenes Moment wird durch ein gleich großes, entgegengesetzt drehendes aufgehoben, wenn beiderseits Laschen angebracht werden.

Die erwähnte Rücksicht ist besonders wichtig beim Stoß der Stehbleche.

Beim Stoß der Kopfplatten, welche mit Winkelleisen vernietet sind (Abb. 133), ist ein beiderseitiger Stoß nicht ausführbar; hier wirken die Winkelleisen unter der zu stoßenden Kopfplatte wie ein zweites Stoßblech. Ein Teil der Spannkraft, welche in dem zu stoßenden Blech vorhanden ist, geht offenbar durch die wagrechten Schenkel der Winkelleisen; dadurch wird die in den Winkelleisen herrschende Spannung erhöht, und wenn man bedenkt, daß die Querschnittsfläche schon unter Zugrundelegung voller Ausnutzung bestimmt ist, daß also auch der Winkelleisen-Querschnitt schon ohnehin bis zur zulässigen Grenze beansprucht ist, so leuchtet ein, daß die beschriebene Anordnung eine Ueberbeanspruchung im Winkelleisen zur Folge hat. Bei der Anordnung (Abb. 135) ist im Gegensatz hierzu ein beiderseitiger Stoß angegeben.

Stoßbleche bzw. Stoßwinkel sollen unmittelbar auf dem zu stoßenden Blech bzw. Winkelleisen aufgenietet werden.; ein derartiger Stoß wird als „direkter“ Stoß bezeichnet.

Ein Stoß, bei welchem zwischen dem zu stoßenden Teil und dem Stoßblech bzw. Stoßwinkel ein oder mehrere Bleche liegen, heißt ein „indirekter“ Stoß; solche Stöße sind möglichst zu vermeiden. Ist dies nicht tunlich (Abb. 134), so ist die Anordnung so zu treffen, als ob außer in a auch in b und c Stöße wären. Immerhin tut man aber auch in diesen Fällen besser daran, die Stöße in b und c auch auszuführen, d. h. sogenannte Universalstöße zu bilden, die besonders die Aufstellung erheblich einfacher gestalten (vergl. die von Müller-Breslau angegebene Stoßanordnung S. 143).

Der Stoß der Stehbleche bietet Schwierigkeiten, wenn die Laschen nicht in voller Stehblechhöhe durchgeführt werden können. Das Stehblech ist nämlich meist an einer oder beiden Seiten durch Winkelleisen mit den Kopfblechen verbunden, sodaß die aufgelegten Knotenbleche, welche auch als Stoßbleche dienen, nur einen Teil des Stehbleches decken, wenn sie bis an die Winkelleisenschänkel reichen (Abb. 133). Der Teil des Stehbleches, welcher zwischen den lotrechten Winkelschenkel liegt, wird dann nicht durch die Stoßbleche, sondern durch die lotrechten Winkelleisenschänkel gestoßen, wobei wieder der oben angeführte Uebelstand auftritt.

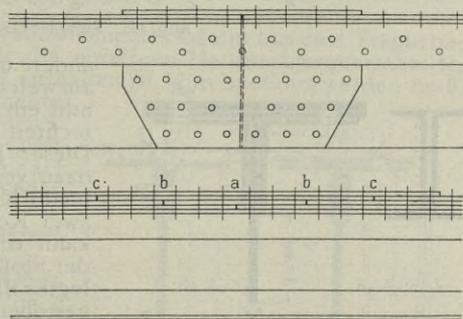


Abb. 133 und 134. Kopfplatten-Stoß.

Man kann diesem Uebelstand aber in folgender Weise abhelfen (Abb. 135): Die (unter Umständen zugleich als Knotenbleche dienenden) Stoßbleche für die Stehbleche reichen bis zum unteren Ende der Stehbleche; die Länge der Stoßbleche bestimmt sich nach der Anzahl der Nieten, welche jederseits des Stoßes untergebracht werden müssen. Die Gurtungswinkel-eisen können dann nur bis vor die Stoßbleche laufen und müssen dort aufhören. Der in denselben herrschende Teil der ganzen Gurtkraft wird durch besondere aufgelegte Stoßwinkel-eisen w_1 von einer Seite auf die

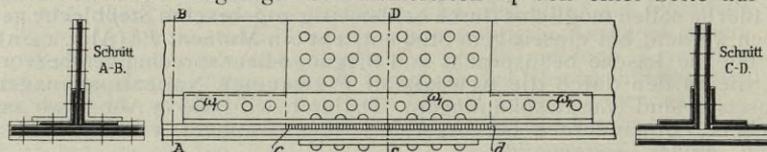
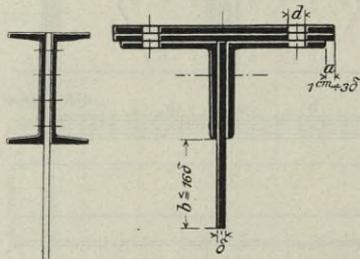
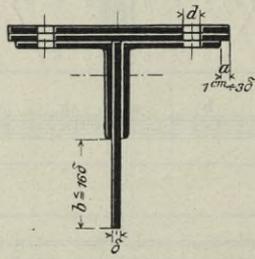


Abb. 135. Stehblech-Stoß.

Abb. 136.
Knotenblech-Anschluß.Abb. 137.
Blechträger.

andere übertragen. Für die Länge $c-d$, auf welcher die Gurtwinkel fehlen, bleibt nun ein Raum frei, welcher den wagrechten Winkelschenkeln entspricht. Dieser Raum kann sehr zweckmäßig dazu verwendet werden ein Stoßblech für die Kopfplatten aufzunehmen. Wenn zwei Kopfplatten vorhanden sind, so kann die obere durch ein jederseits der Stoßbleche in den Raum cd eingelegetes Blech von entsprechender Breite gestoßen werden, die untere durch ein untergelegtes Stoßblech. Die angeführte Anordnung ist auch bei anderen Querschnittsformen der Gurtungen mit leichten Abänderungen möglich.

Die Bildung der Knotenpunkte mit Hilfe von Knotenblechen ist so zu bewerkstelligen, daß die Knotenpunkte möglichst nicht einseitig angeschlossen, sondern zwischen zwei Teile der Gurtung gesetzt (Abb. 136) oder aber daß zwei Knotenbleche zu beiden Seiten des Stehbleches angeordnet werden. Ebenso vernietet man die Füllungsstäbe nie einseitig mit dem Knotenblech, sondern schließe sie stets beiderseitig an.

Bei doppelwandigen Gurtquerschnitten sind zwischen beiden Teilen, falls dies nicht schon durch die Pfosten geschieht, Querverbindungen anzuordnen, insbesondere in den Knotenpunkten, damit die Knotenlast des Querträgers nicht vorzugsweise die eine Gurthälfte belastet. Wenn Stehbleche verwendet werden, deren Stöße in die Knotenpunkte fallen, so legt man auch bei gekrümmtem Gurt die Stoßfuge zweckmäßig lotrecht, damit die Nieten zur Befestigung der Pfosten (bezw. der vorerwähnten Verbindungsstücke) sogleich mit benutzt werden können. Wassersäcke sind zu vermeiden; bei Verwendung von doppelten Knotenblechen sind deshalb in der unteren Gurtung Futterbleche zwischen zu nieten. Wenn mehrere Füllungsstäbe an das Knotenblech angeschlossen sind, so muß dasselbe durch so viel Nieten mit der Gurtung verbunden werden, daß durch diese die größte Mittelkraft der Stabkräfte in die Gurtung übertragen werden kann. (Vergl. Beispiele auf den Tafeln I und II).

e. Die Ausbildung von Blechträgern.

Ein Blechträger ist, wie schon in Abt. IIa dieses Kapitels erwähnt, ein I-förmiger Träger, der aus einer Blechwand, dem sogenannten Stehblech mit 4 Winkeln und nach Bedarf auf die Winkel aufgenieteten Kopf-

platten besteht. Für die Bemessung der Stärke der Blechwand sind praktische Formeln aufgestellt worden, deren Ursprung sich aber schwer verfolgen läßt; deshalb soll hier von einer Erwähnung derselben abgesehen werden. Zu bemerken ist nur, daß die Stärke mit Rücksicht auf die entstehenden Hauptspannungen nicht zu dünn angenommen werden soll. In der Regel werden Blechstärken von 8—16 mm verwendet. Stärken unter 8 mm sind wegen Rostgefahr zu vermeiden. Stärken von 16—20 mm, die ausnahmsweise noch vorkommen, sind bei großen Blechhöhen schwer zu beschaffen. Gurtwinkel sind nicht unter 65° Schenkelbreite zu verwenden. Die Niete werden in der Regel einreihig angeordnet und zwar bis 100 mm Schenkelbreite, darüber hinaus empfiehlt sich, zur doppelreihigen Nietung (Zickzacknietung) überzugehen. Die Gurtplatten sollen wegen der Ungenauigkeit der Bearbeitung mindestens 1 cm, aber nicht über 3 δ , wenn δ die Stehblechstärke bedeutet, über die Kanten der Winkeleisen überstehen (Abb. 137).

Die Bestimmung des Widerstandsmomentes erfolgt aus dem Trägheitsmoment, dessen Berechnung für die einzelnen Hauptträgerquerschnitte, sofern es nicht in Profilbüchern¹⁾ enthalten ist, durchgeführt werden muß. Die Berechnung des Trägheitsmomentes ist nachstehend gezeigt. Es bedeute:

J_0' das Trägheitsmoment des Querschnittes ohne Gurtplatten nach Abzug der zwei wagrechten Nietlöcher (Abb. 138),

W_0' das zugehörige Widerstandsmoment,

J_1 das Trägheitsmoment des Querschnittes mit Gurtplatten nach Abzug der vier lotrechten Nietlöcher (Abb. 139),

W_1 das zugehörige Widerstandsmoment,

J_0 das Trägheitsmoment des Querschnittes (Abb. 139) ohne Gurtplatten nach Abzug der vier lotrechten Nietlöcher,

W_0 das zugehörige Widerstandsmoment,

h_1 die Höhe des Stehbleches, also Höhe des Querschnittes ohne Gurtplatten (Abb. 138),

h die Höhe des Querschnittes mit Gurtplatten,

h_2, h_3, b_1, b_2 die in Abb. 139 angegebenen Abmessungen,¹⁾

b und b_1 die in Abb. 139 angegebenen nutzbaren Breiten (nach Abzug der beiden Nietdurchmesser),

δ die Stärke des Stehbleches,

d der Nietdurchmesser.

Die Trägheitsmomente lassen sich übersichtlich berechnen, wenn man sie als Summen bezw. Differenzen der Trägheitsmomente von Rechtecken darstellt. Mit obigen Bezeichnungen ergeben sich demnach folgende Ausdrücke für die Berechnung des Trägheitsmomentes der oben dargestellten Querschnitte:

$$J_0' = \frac{1}{12} \left[b_1' (h_1^3 - h_2^3) + b_2 (h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3 \right] - \frac{1}{2} d b_2 \left[\frac{1}{2} (h_2 + h_3) \right]^2$$

$$\text{und } W_0' = \frac{2 J_0'}{h_1}$$

angenähert für Nietabzug

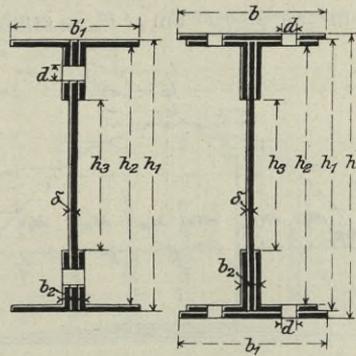


Abb. 138 u. 139. Blechträger-Querschnitte.

¹⁾ Böhm & John, Zimmermann (vergl. S. 118).

$$J_1 = \frac{1}{12} \left[b(h^3 - h_1^3) + b_1(h_1^3 - h_2^3) + b_2(h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3 \right] = \frac{1}{12} b(h^3 - h_1^3) + J_0$$

$$\text{und } W_1 = \frac{2J_1}{h}.$$

$$J_0 = \frac{1}{12} \left[b_1(h_1^3 - h_2^3) + b_2(h_2^3 - h_3^3) + \delta h_3^3 \right] \text{ und } W_0 = \frac{2J_0}{h_1}.$$

Ist $F'' = \frac{1}{2}(h - h_1)b$ der nutzbare Platten-Querschnitt eines Gurtes (Abb. 139), so ist angenähert $J_1 = J_0 + \frac{1}{2} F'' h_1^2$.

Das Widerstandsmoment des Querschnittes ist $W_1 = \frac{2J_0}{h} + F'' h_1$ und hieraus folgt zur Berechnung des Kopfplatten-Querschnittes (nach Müller-Breslau) $F'' = \frac{W_1}{h_1} - \frac{W_0}{h}$. Ändert man in Abb. 139 oben und unten

b um Δb , also F'' um $\Delta F''$, so ergibt sich, falls $\frac{1}{2}(h - h_1)$ gegen h klein ist, als Änderung von W_1 (angenähert)

$$\Delta W_1 = h \cdot \frac{1}{2}(h - h_1) \Delta b = h \cdot \Delta F''.$$

Ein anderes Verfahren zur Bestimmung des Trägheitsmomentes, das insbesondere bei unsymmetrischen Querschnitten oft schneller zum Ziele führt, als das oben angegebene, ist folgendes: Bezeichnet J_ξ das Trägheitsmoment eines Winkels auf seine Schwerachse bezogen, f seine Fläche, ξ_0 den Abstand des Winkeleisen-Schwerpunktes von der Außenkante des wagrechten Schenkels, f_0 den Kopfplatten-Querschnitt eines Gurtes,

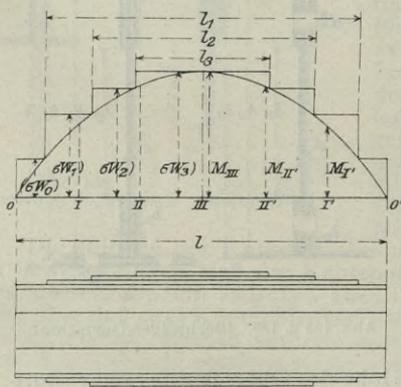


Abb. 140. Bestimmung der Gurtplattenlänge.

gelten im übrigen die früher angegebenen Bezeichnungen, so ist das Trägheitsmoment des in Abb. 138 dargestellten Querschnittes gleich

$$J_0' = \frac{1}{12} \delta h_1^2 + 4 J_\xi + f(h_1 - 2 \xi_0)^2 - \frac{1}{2} \delta b_2 \left[\frac{1}{2} (h_2 + h_3) \right]^2$$

angenähert für Nietabzug.

Das Trägheitsmoment Abb. 139 ist

$$J_1 = \frac{1}{12} \delta h_1^3 + 4 J_\xi + f(h_1 - 2 \xi_0)^2 + 2 f_0 \left(\frac{h + h_1}{4} \right)^2 - 4 d \frac{h - h_2}{2} \left[\frac{h + h_2}{4} \right]^2$$

angenähert für Nietabzug.

Hat ein Querschnitt eine oder mehrere Gurtplatten, so brauchen dieselben nicht über den ganzen Träger zu gehen, sondern nur so weit, als der Querschnitt zur Aufnahme des Biegemomentes noch erforderlich ist. Die theoretischen Gurtplattenlängen lassen sich auf einfache Weise zeichnerisch aus dem Verlauf der Momentenlinie ermitteln (Abb. 140). Bezeichnet

W_0	das Widerstandsmoment ohne Gurtplatten,
W_1	" " mit 1 Gurtplatte,
W_2	" " " 2 Gurtplatten,
W_3	" " " 3 "

und trägt man W_0, W_1, W_2 und W_3 bzw. $\sigma \cdot W_0, \sigma \cdot W_1$ usw, ($\sigma =$ zulässige Beanspruchung), als Staffelfigur, wie Abb. 140 zeigt, auf, so ergeben sich die theoretischen Gurtplatten-Längen l_1 der 1. Gurtplatte, l_2 der 2. Gurtplatte und l_3 der 3. Gurtplatte als Abstände der Schnittpunkte der Linien, welche in den Abständen $W_0, W_1, W_2 \dots$ parallel zu oo' gezogen sind mit der Momentenlinie.

Die wirklichen Gurtplattenlängen ergeben sich aus der Bedingung, daß eine hinreichende Nietzahl zum Anschluß des Plattenquerschnittes vorhanden sein muß.

Bezüglich der Anordnung und Berechnung der Nietverbindungen sei auf Abschnitt III, c, Seite 129 ff. verwiesen.

Als Beispiel möge die vom Verfasser ausgeführte Berechnung der Querschnitte einer in Hamburg gebauten vollwandigen Eisenbahnbrücke

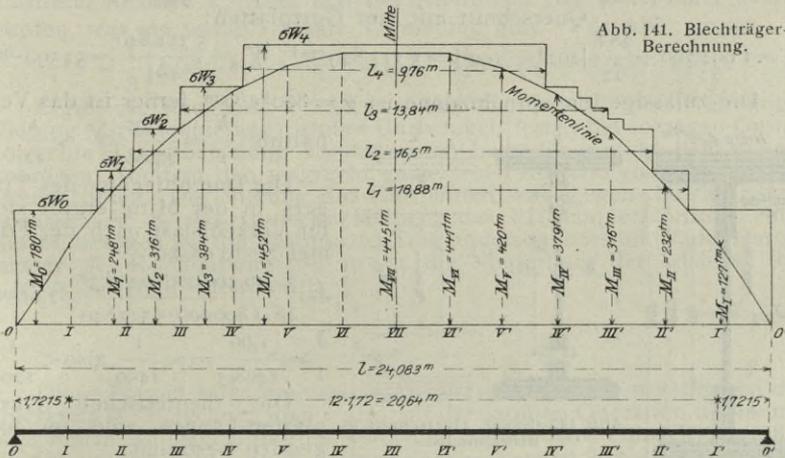


Abb. 141. Blechträger-Berechnung.

von 24,083 Stützweiten wiedergegeben werden: Der Blechträger hat 14 Felder von den in Abb. 141 angegebenen Abmessungen. Die größten Momente aus Eigen- und Verkehrslast, die sich in den einzelnen Querschnitten ergeben haben, sind

$$\begin{aligned}
 M_I &= 127 \text{ tm}, & M_{III} &= 316 \text{ tm}, & M_V &= 420 \text{ tm} \\
 M_{II} &= 232 \text{ ,,} & M_{IV} &= 379 \text{ ,,} & M_{VI} &= 441 \text{ ,,} \\
 M_{VII} &= M_{\max} = Mg + Mp_{\max} = 182 + 263 = 445 \text{ tm.}
 \end{aligned}$$

Als stärkster Querschnitt ist in Brückenmitte der in Abb. 142 dargestellte gewählt. Das Trägheitsmoment des Querschnittes ohne Querplatten beträgt bei Abzug der wagrechten Nietlöcher

$$\begin{aligned}
 J_0' &= \frac{1}{12} \left[31,4(190^3 - 187,2^3) + 4,2(187,2^3 - 160^3) + 1,4 \cdot 160^3 \right] - 2 \cdot 4,2 \cdot 2,6 \cdot 87^2 \\
 &= 1956860 \text{ cm}^4; & W_0' &= \frac{1956860}{95} = 20600 \text{ cm}^3.
 \end{aligned}$$

Das Trägheitsmoment desselben Querschnittes nach Abzug der lotrechten Nietlöcher ist

$$J_0 = \frac{1}{12} \left[26,2 (190^3 - 187,2^3) + 4,2 (187,2^3 - 160^3) + 1,4 \cdot 160^3 \right] = 1992700 \text{ cm}^4.$$

$$W_0 = \frac{1992700}{95} = 20980 \text{ cm}^3.$$

Querschnitt mit einer Gurtplatte 340 · 15:

$$J_1 = J_0 + \frac{28,8}{12} \left[193^3 - 190^3 \right] = 1992700 + 792120 = 2784820 \text{ cm}^4.$$

$$W_1 = \frac{2784820}{96,5} = 28860 \text{ cm}^3.$$

Querschnitt mit zwei Gurtplatten:

$$J_2 = 1992700 + \frac{28,8}{12} \left[196^3 - 190^3 \right] = 3601810 \text{ cm}^4; \quad W_2 = \frac{3601810}{98} = 36750 \text{ cm}^3.$$

Querschnitt mit drei Gurtplatten:

$$J_3 = 1992700 + \frac{28,8}{12} \left[199^3 - 190^3 \right] = 4444210 \text{ cm}^4; \quad W_3 = \frac{4444210}{99,5} = 44670 \text{ cm}^3.$$

Querschnitt mit vier Gurtplatten:

$$J_4 = 1992700 + \frac{28,8}{12} \left[202^3 - 190^3 \right] = 5311840 \text{ cm}^4; \quad W_4 = \frac{5311840}{101} = 52590 \text{ cm}^3.$$

Die zulässige Inanspruchnahme ist $\sigma = 860 \text{ kg/qcm}$, ferner ist das Ver-

$$\text{hältnis } \frac{h}{l} = \frac{2,02}{24,083} = \infty \frac{1}{12}.$$

Die Durchbiegung des Trägers in der Mitte ergibt sich für Verkehrslast nach der Formel Seite 98 zu

$$\delta = \frac{5 \cdot 26300000 \cdot 2408,3^2}{48 \cdot 1800000 \cdot 5311840} = 1,66 \text{ cm},$$

$$\frac{\delta}{l} = \frac{1,66}{2408,3} = \infty \frac{1}{1450}, \text{ also } < \frac{1}{1200}.$$

Die theoretischen Gurtplatten-Längen sind im folgenden bestimmt:

Die vorliegenden Querschnitte sind imstande, die

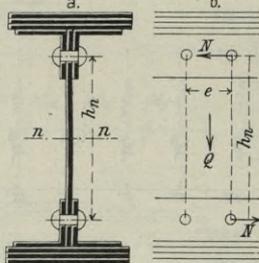
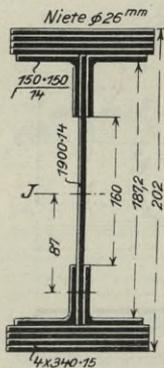


Abb. 142 (links). Querschnitt in Brückenmitte.

Abb. 143. Anschluß der Gurt-niete an das Stehblech.

nachstehenden Momente (in tm) zu übertragen ($\sigma = 860 \text{ kg/qcm}$):

$$M_0 = \sigma W_0 = 20980 \cdot 860 = 180 \text{ tm}$$

$$M_1 = \sigma W_1 = 28860 \cdot 860 = 248 \text{ ,,}$$

$$M_2 = \sigma W_2 = 36750 \cdot 860 = 316 \text{ ,,}$$

$$M_3 = \sigma W_3 = 44670 \cdot 860 = 384 \text{ ,,}$$

$$M_4 = \sigma W_4 = 52590 \cdot 860 = 452 \text{ ,,}$$

Durch Auftragen dieser Momente und der Linie der größten Momente für den Träger ergeben sich in Abb. 141 folgende theoretische Gurtplattenlängen:

$$l_1 = 18,88 \text{ m}, \quad l_2 = 16,50 \text{ m}, \quad l_3 = 13,84 \text{ m}, \quad l_4 = 9,76 \text{ m}.$$

Die wirklichen Gurtplattenlängen ergeben sich aus der Bedingung eines genügenden Anschlusses der Lamellen (vergl. S. 139).

Der Anschluß der Gurtwinkel an das Stehblech, bezw. der Kopfplatten an die Gurtwinkel erfolgt durch die Gurtniete. Ihre Entfernung ist durch Rechnung zu bestimmen. Zwecks Berechnung der Nietteilung bezeichnen J das Trägheitsmoment des Trägerquerschnittes, S das statische Moment eines Gurtquerschnittes, d. h. des an das Stehblech anzuschließenden

Winkel- und Plattenquerschnittes (Abb. 143) und zwar J und S bezogen auf die Nulllinie nn . Es sei Q die Querkraft des betrachteten Querschnittes. Die Schubkraft, welche die wagrechten Gurtните auf das Stehblech zu übertragen haben, beträgt auf die Längeneinheit des Trägers $\frac{QS}{J}$. Da die

Gurtните den Abstand e haben und zweischnittig sind, so muß sein

$$\frac{QS}{J} e = 2 \frac{\pi d^2}{4} \sigma_s \text{ bzw. } \frac{QS}{J} e = d\delta \cdot 2 \sigma_s.$$

Hieraus ergibt sich die Nietteilung der Gurtwinkel zu

$$e \leq \frac{2 \frac{1}{4} \pi d^2 \cdot \sigma_s}{Q} \cdot \frac{J}{S} \text{ und gleichzeitig } e \leq \frac{2 d\delta \cdot \sigma_s}{Q} \cdot \frac{J}{S}.$$

Die erste Formel kommt bei schwachen Nieten und dickem Steg zur Anwendung, wofür $d < \frac{4}{\pi} \delta$, d. h. $< 1,27 \delta$. Für $\frac{J}{S}$ kann angenähert der (mittlere) Abstand h_n (Abb. 143) der Nietreihen der Gurtwinkel gesetzt werden, was ein wenig stärkere Vernietung gibt. Für Abb. 139 ist

$$S = \frac{1}{8} \left[b(h^2 - h_1^2) + (b_1 - \delta)(h_1^2 - h_2^2) + (b_2 - \delta)(h_2^2 - h_3^2) \right].$$

Ergibt die Rechnung $e > 6d$, so wähle man $e = 6d$. Bei zweireihiger Nietung (Zickzacknietung) großer Gurtwinkel, ferner bei schrägen Gurten (lotrechte Trägerbelastung vorausgesetzt) bedeutet e nicht den wahren (schrägen), sondern den wagrecht gemessenen Abstand von zwei benachbarten Nieten. Die Nietung der Gurtplatten wird gegen die des Steges versetzt. Ist S_2 das statische Moment des Plattenquerschnittes eines Gurtes, bezogen auf die Nulllinie des Trägerquerschnittes und d_1 der Durchmesser der Kopfplattenniete, so ist die Nietteilung der letzteren (bis 2 Niete in jeden Querschnitt)

$$e_1 \leq \frac{2 \frac{1}{4} \cdot \pi \cdot d_1^2 \cdot \sigma_s}{Q} \cdot \frac{J}{S_1}.$$

Diese Formel zeigt die direkte Abhängigkeit der Nietteilung von der Querkraft Q . Berechnet man e also mit der größten Querkraft, die immer über einem Auflager auftreten wird, und erhält dann einen Wert größer als $6d$, so wird man $6d$ als Teilung für den ganzen Träger durchführen. Erhält man einen Wert kleiner als $3d$, so muß man zwei Nietreihen anordnen, damit der Abstand der Niete in der Längsrichtung des Winkels den errechneten Wert bekommt. Mit dem Abnehmen der Querkraft kann die Teilung dann größer werden. Man bestimmt die Querkraft also an der nächsten Belastungsstelle des Trägers und untersucht, welchen Wert die Teilung erhalten kann.

Für die Kopfplatten braucht die Nietteilung nicht berechnet zu werden, da sie stets einen größeren Wert hat als die der Gurtwinkel am Steg, man setzt die Niete also in die Mitte zwischen zwei Nieten der Gurtwinkel.

Es ist üblich, die Kopfplatte über ihre theoretische Länge hinaus noch ganz anzuschließen. Dies würde in dem Beispiel auf Seite 139 eine

Anzahl von $n \cdot \frac{F \cdot \sigma}{d^2} = \frac{(34 - 2,6) \cdot 1,5}{3,14 \cdot \frac{2,6^2}{4}} = 8$ Nieten ergeben, die bei einer Teilung

von etwa $120 \infty 150$ mm eine Zusatzlänge auf jedem Ende von $4 \times 120 \infty 150 = 480 - 600$ mm beanspruchen würden.

Kommt es nun darauf an, möglichst sparsam zu konstruieren, so mache man folgende Ueberlegung: Wie aus Abb. 141 zu ersehen ist, hat die Mo-

mentenkurve für die Dicke einer Kopfplatte eine bestimmte Schräge. Ist eine Kopfplatte nun am Anfang der theoretischen Länge bereits voll angeschlossen, so ist zu ersehen, daß der Festigkeitskörper, d. h. die die Momentenlinie umhüllende Darstellung der vorhandenen Wz einen erheblichen Ueberschuß aufweist. Stuft man dagegen die Kopfplatte entsprechend der für sie nötigen Niete ab (wie in Abb. 141 rechts eingezeichnet), so wird der Ueberschuß vermieden und die Kopfplatte braucht nur um eine Teilung über die theoretische Länge hinausgeführt zu werden. Diese Ausführungsweise wird jetzt fast überall angewendet.

Das Stehblech kann bei Blechträgern meist nicht in einem Stück durchgeführt werden, da es gewöhnlich nur in 6 bis 8^m Länge als ein Stück gewalzt wird. Bei größeren Längen ist man daher genötigt, das Stehblech aus zwei oder mehreren Stücken, die mit lotrechten Fugen aneinander gesetzt werden, herzustellen. Das gleiche tritt ein, wenn die Stehblechhöhe etwa 2^m überschreitet, ein Fall, der allerdings äußerst selten vorkommt. Man legt dann zwei oder drei Blechstreifen übereinander und nimmt die Walzrichtung der Bleche zur Höhe. Dann erhält man natürlich als Abstand der lotrechten Trennungsfugen die Breite des Walzstückes. Die Stoßfugen werden am besten beiderseits mit einem Laschen- oder Stoßblech bedeckt. Man könnte für die Dicke dieser Laschenbleche nur die halbe Stehblechstärke wählen, bleibt aber hierbei nicht unter 3^{mm} oder macht am besten die Stärke jedes der beiden Laschenbleche gleich der Stehblechstärke. Für die Berechnung der Niete sind einige Erwägungen vorauszuschicken.

Die nahe der Mitte der Trägerhöhe befindlichen Niete haben insbesondere die Schubkraft aufzunehmen, welche ein Verschieben in lotrechter Richtung anstrebt.

Diese lotrechte Schubkraft ist in demselben Wandteilchen für die Längeneinheit gleich der wagrechten, erreicht in der Nulllinie ihren Größtwert und nimmt nach den Gurtungen zu wenig ab. Bei der Uebertragung dieser Schubkraft ist es zulässig, die Niete als doppelschnittig zu betrachten, wenn beiderseits Stoßlaschen angebracht sind.

In der Regel ordnet man im Brückenbau überall gleich breite Laschenbleche an, deren Breite etwa dem 12 fachen Nietdurchmesser d gleichkommt und bei welchen der Abstand der Niete vom Rande und der Stoßfuge etwa $2d$ beträgt. Im Schiffbau oder wo es sich um Entfernung allen unnötigen Gewichtes handelt, werden die Stoßlaschen neuerdings nach einspringenden Winkeln geschnitten. Die lotrechte Entfernung der Niete wählt man nicht über $6d$.

Die Stöße läßt man entweder mit jenen Stellen, in denen Querverbindungen und Steifen angeordnet sind, zusammenfallen oder nicht; im ersteren Falle erreicht man den Vorteil schöneren Aussehens, erspart Niete und vermeidet Kröpfungen bezw. Futter der für die Versteifungen oder Querverbindungen anzuordnenden lotrechten Winkeleisen; hindernd ist, daß man durch die gegebenen Abstände der Querverbindungen an bestimmte Stehblechlängen gebunden ist.

Am zweckmäßigsten ist es, die Stehblechstöße an die Stellen zu legen, an welchen der größte Ueberschuß an Widerstandsmoment gegenüber dem äußeren Moment des Trägers vorhanden ist, da dann auf die Nietreihen ein geringeres aufzunehmendes Restmoment entfällt; hierbei sucht man die Stehblechstöße so zu legen, daß ihre Abstände möglichst gleich werden, daß also die einzelnen Stehbleche in gleichen Längen angefertigt werden können. Im Nachstehenden soll der Gang der Berechnung eines Stehblechstoßes angegeben werden.

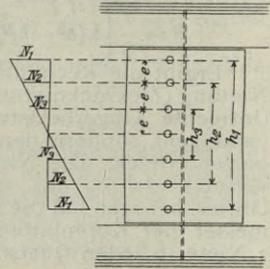


Abb. 144.

Es bezeichnen: M_n das Moment, das infolge Unterbrechung des Stehbleches an der Stoßstelle von den ununterbrochenen durchgehenden Gurtungen nicht aufgenommen werden kann, M das gesamte an der Stoßstelle auftretende äußere Biegemoment, W das Widerstandsmoment des ungeschwächten Querschnittes, M' das durch die ungestoßenen durchgehenden Gurtungen aufgenommene Moment.

Mit den in Abb. 144 angegebenen Bezeichnungen kann das Stehblech allein ein Widerstandsmoment von $\frac{\delta h_1^3}{6h}$ aufnehmen, so daß auf die Gurtungen das Moment $M' = \sigma \left[W - \frac{\delta h_1^3}{6h} \right]$ entfällt, ferner ist

$$M_n = M - M' = M - \sigma \left[W - \frac{\delta h_1^3}{6h} \right].$$

Dieses Moment ist durch die Stoßniete aufzunehmen.

Unter der Annahme, daß die Niete um so stärker belastet werden, je weiter sie von der Nulllinie entfernt sind, der Verteilung der Biegespannung entsprechend, setzt sich das Widerstandsmoment einer senk-

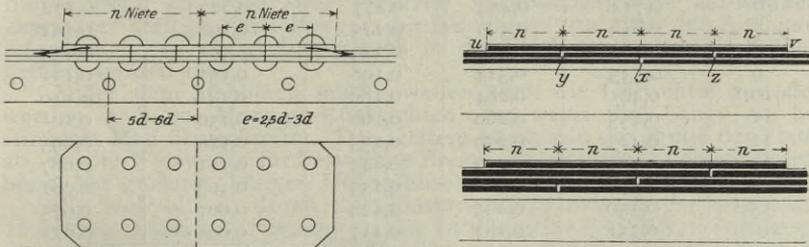


Abb. 145. Kopfplatten-Stoßanordnungen. Abb. 146 und 147.

rechten Nietreihe nach Müller-Breslau aus der Summe der Kräftepaar-Momente je zweier symmetrisch zur Nulllinie sitzenden Niete zusammen. Es ist also $M_n = N_1 h_1 + N_2 h_2 + N_3 h_3 + N_4 h_4$.

Ist m die Anzahl der Nietteilungen e , so ist $h_2 = h_1 - 2 \frac{h_1}{m}$, $h_3 = h_1 - 4 \frac{h_1}{m}$,

$h_4 = h_1 - 6 \frac{h_1}{m}$ usw., ferner $N_2 = N_1 \frac{h_2}{h_1}$, $N_3 = N_1 \frac{h_3}{h_1}$, $N_4 = N_1 \frac{h_4}{h_1}$ usw., somit

$$M_n = N_1 h_1 \frac{m^2 + (m-2)^2 + (m-4)^2}{m^2}.$$

Setzt man $m = n + 1$, wo n die Nietzahl einer senkrechten Reihe ist, so ist schließlich $M_n = N_1 h_1 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$. Aus dieser Gleichung läßt sich N_1

bestimmen. Dann ist $N_1 = 2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_s$ ($\sigma_s =$ zul. Scherspannung), $N_1 = d \delta \cdot 2 \sigma_s$ ($2 \sigma_s =$ zul. Lochwanddruck).

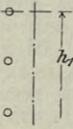
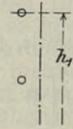
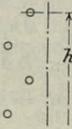
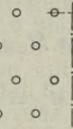
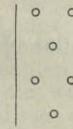
Da in den meisten Fällen bei zweischnittigen Nieten $\delta < 0,8d$ ist, so wird zweckmäßig die größte Beanspruchung einer Stoßverbindung aus $N_1 = d \cdot \delta \sigma$ berechnet. Bei einer lotrechten Nietreihe ist dann

$$\sigma = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \frac{M_n}{d \delta h_1} = \alpha_1 \frac{M_n}{d \delta h_1}.$$

Bei zwei lotrechten Nietreihen ist, wenn die Nieten versetzt angeordnet sind $\sigma = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)} \frac{M_n}{d \delta h_1} = \alpha_2 \frac{M_n}{d \delta h_1}$. Hiernach sind für die am

häufigsten vorkommenden Nietzahlen $n = 4$ bis 16 die Zahlenwerte α_1 , α_2 , α_3 , α_4 und α_5 für ein- bis fünfreihige Nietung nachstehend ausgerechnet, wobei $\alpha_3 = \frac{\alpha_1 \cdot \alpha_2}{\alpha_1 + \alpha_2}$, $\alpha_4 = 0,5 \alpha_2$, $\alpha_5 = \frac{\alpha_2 \cdot \alpha_3}{\alpha_2 + \alpha_3}$ zu Grunde gelegt ist.

Anordnung der Niete zu einer Seite des Stoßes.

Zahl der Niete in einer senk- rechten Reihe	α_1	α_2	α_3	α_4	α_5
					
	in 1 Reihe	in 2 Reih.	in 3 Reihen	in 4 Reihen	in 5 Reihen
4	0,900	0,643	0,375	0,321	0,237
5	0,800	0,533	0,320	0,267	0,200
6	0,714	0,454	0,277	0,227	0,172
7	0,643	0,396	0,245	0,198	0,151
8	0,583	0,350	0,219	0,175	0,135
9	0,533	0,314	0,198	0,157	0,121
10	0,491	0,284	0,180	0,142	0,110
11	0,455	0,260	0,166	0,130	0,101
12	0,423	0,239	0,153	0,120	0,093
13	0,396	0,222	0,142	0,111	0,087
14	0,371	0,206	0,133	0,103	0,081
15	0,350	0,193	0,124	0,097	0,075
16	0,331	0,182	0,117	0,091	0,071

Als Beispiel möge ein Stehblechstoß des S. 139 behandelten Trägers berechnet werden und zwar liegt derselbe in der Mitte des Feldes V bis VI (Abb. 141).

Das äußere Moment ergibt sich durch geradlinige Einschaltung zwischen die benachbarten Momente M_V und M_{VI} zu $M = \frac{420 + 441}{2} = \text{rd. } 431 \text{ tm}$.

Das Widerstandsmoment des geschwächten Querschnittes, also der durchgehenden Gurtungen, ist

$$W' = W_4 - \frac{1,4 \cdot 190^3}{12 \cdot 101} = 52590 - 7923 = 44667 \text{ cm}^3 \text{ (s. S. 139), somit}$$

$$M' = W' \cdot 860 = \frac{44667 \cdot 860}{100000} = 384 \text{ tm}$$

Von der Stoßverbindung ist also $M_n = M - M' = 431 - 384 = 47 \text{ tm}$ aufzunehmen. Zur Stoßdeckung sind 2 Platten, je 12 mm stark, verwendet worden. Das Widerstandsmoment dieser Platten ist berechnet zu

$$W_{pl} = \frac{2,4 \cdot 160^3}{12 \cdot 101} = 8110 \text{ cm}^3$$

Der Ersatzquerschnitt ist somit ausreichend.

Nach der Gleichung auf Seite 143 ergibt sich für die gewählte, zwei-reihige Nietung der Stoßverbindung unter Benutzung der Tabelle für $n = 15$:

$$\sigma_l = 0,193 \frac{4700000}{2,6 \cdot 1,4 \cdot 150} = 1660 \text{ kg/qcm} \text{ (zulässig } 2 \sigma_s = 2 \cdot 860 = 1720 \text{ kg/qcm)}$$

$$\sigma_s = 0,193 \frac{4700000}{\frac{\pi \cdot 2,6^2}{4} 150} = 570 \text{ kg/qcm, (zulässig } \sigma_s = 860 \text{ kg/qcm)}$$

Im Stehblech eines vollwandigen Hauptträgers treten Zug- und Druckspannungen auf, die zum Teil durch die Querkräfte erzeugt werden. Infolge der Druckbeanspruchungen hat das meist nur sehr dünne Blech das Bestreben, sich auszubauchen oder auszuknicken. Um dies zu verhüten, werden lotrechte Versteifungen angeordnet und zwar an den Stellen, wo die Querträger, Konsolen usw. anschließen, zu deren Anschluß sie gleichzeitig benutzt werden. Der Abstand dieser Steifen, meist Winkel Eisen, beträgt 1—2 m, als Regel etwa das 1½fache der Trägerhöhe (Parallelträger). Bei größeren Blechträgern empfiehlt es sich, auch noch in der Nähe der Auflager Versteifungswinkel schräg anzuordnen, etwa den Druckschrägen eines Fachwerks entsprechend, wodurch ein großer Teil der Querkraft in Richtung dieser Schrägsteife geleitet und das dünne Blech entlastet wird.

Besonders werden Steifen dort nötig, wo Lasten unmittelbar auf dem Obergurt übertragen werden, da hier das Blech die entsprechende Verteilung auf die Wand bis zum Untergurt zu vermitteln hat und dabei leicht ausbauchen könnte.

Ist der Abstand der Querträger groß, deren Anschlußwinkel, wie bereits bemerkt, zugleich als Versteifungen dienen, so sind zwischen diesen noch ein oder zwei lotrechte Versteifungsrippen anzuordnen. Besonders kräftige Versteifungen der Blechwand sind über den Auflagern erforderlich, wo der Auflagerdruck in die Blechwand allmählich übergeführt werden muß.

Außer dem Stehblech muß zuweilen auch die Gurtplatte gestoßen werden, z. B. aus Montage-Rücksichten oder wenn ihre Länge ein bestimmtes Maß überschreitet. Das letztere hängt von der Breite der Platte ab, da die Walzwerke für bestimmte Breite nur bestimmte Längen liefern bzw. bei größeren Längen Ueberpreise verlangen (s. S. 106 u. 107).

Die Stoßstelle ist durch eine Platte vom Querschnitt der Kopfplatte zu decken. (Abb. 145). Die Deckplatte ist wieder an die beiden gestoßenen Teile durch eine genügende Nietzahl anzuschließen. Bezeichnet F' den nutzbaren Querschnitt der Kopfplatte, also auch der Stoßlasche, F_n den Querschnitt eines Nietes, so sind auf einer Seite des Stoßes

$$n = \frac{5}{4} \frac{F'}{F_n} \text{ Niete erforderlich (Abb. 145). Die Stoßniete sind so eng wie}$$

möglich, also 2,5 d bis 3 d voneinander entfernt zu setzen. Eine Vernietung nach Abb. 145 heißt eine direkte Vernietung.

Bei mehreren Gurtplatten wird sehr oft die Stoßlasche nicht unmittelbar auf die gestoßene Platte gelegt, sondern die zu stoßenden Platten werden unmittelbar zur Deckung der unter ihnen liegenden Gurtplatte benutzt; Abb. 146 zeigt einen Stoß zweier Gurtplatten. In die zweite Gurtplatte ist eine Stoßlasche für den Stoß der ersten Gurtplatte eingefügt, die beiden hierdurch entstehenden Fugen sind durch eine Lasche von der Länge $2 \cdot yz$ gedeckt. Die erforderliche Nietzahl auf jeder Seite

$$\text{der Fuge ist wieder } n = \frac{5}{4} \frac{F'}{F_n}, \text{ ein derartiger Stoß heißt ein „verdeckter“}$$

Stoß. In Abb. 147 ist eine Anordnung nach Müller-Breslau dargestellt, bei der noch an Länge gespart wird, indem die n Niete zwischen zwei Fugen gleichzeitig die Stoßniete zweier benachbarter Fugen bilden.

Schließlich sei auf folgende, in der amerikanischen Praxis herausgebildete Regeln hingewiesen:

Bei Nieten von größerer Länge als 4 d müssen wenigstens für je 1,5 mm Mehrlänge 1% mehr Niete angeordnet werden.

Die Nieteteilung an den Enden zusammengesetzter Druckglieder soll 4 d nicht überschreiten bei einer Länge, die der 1½fachen Breite des Stabes gleich ist.

Kraftniete, welche durch Futter hindurchgehen, müssen um die Hälfte ihrer Anzahl vermehrt werden.

Der Nietdurchmesser in Winkeleisen soll nicht größer als $\frac{1}{4}$ der Schenkelbreite sein.

Bei zusammengesetzten gedrückten Stäben gilt die Regel, den Steg nicht dünner zu machen als $\frac{1}{30}$ der senkrechten Nietabstände und die Stärke der Kopfbleche nicht schwächer als $\frac{1}{40}$ der wagrechten Nietabstände.

Die abstehenden Winkelschenkel von Blechträgern oder zusammengesetzten Stäben ohne Kopfplatten dürfen nicht schwächer als $\frac{1}{12}$ der Schenkelbreite sein.

Die offenen Seiten von Druckgliedern sollen mit Vergitterung versehen sein und zwar an den Enden mit Verbindungsblechen, welche bei Hauptstäben eine Länge von nicht weniger als dem Abstand der Nietreihen haben sollen, mit denen sie an die Flanschen befestigt sind. Dazwischen liegende Verbindungsbleche sollen $\frac{1}{2}$ so breit sein; ihre Dicke nicht geringer als $\frac{1}{50}$ des Abstandes der Nietreihen.

Die geringste Breite der dazwischen angeordneten Vergitterungsstäbe soll 50–65 mm betragen, ihre Dicke nicht unter $\frac{1}{40}$ der Entfernung der Endniete bei einfacher Vergitterung und $\frac{1}{60}$ bei doppelter Vergitterung. Die Vergitterung soll mit zwei Nieten bewirkt werden bei Flanschen von über 125 mm Breite. Die Neigung solcher Vergitterungsstäbe soll mit der Stabachse nicht weniger als 45° betragen. Falls die Entfernung der Nietreihen größer als 380 mm ist, ist eine doppelte Vergitterung anzuordnen und an den Kreuzstellen eine Verbindung.

Blechträger von über 15 m Stützweite sollen mit Ueberhöhung angeordnet werden und zwar für je 3 m Länge 1,6 mm. Wenn Kopfplatten gebraucht werden, so soll eine über die ganze Länge durchgeführt werden.

Endaussteifungswinkel werden als Gitterstäbe mit der halben Länge als Knicklänge berechnet. Für die übrigen Aussteifungswinkel soll der abstehende Schenkel nicht kleiner als $\frac{1}{30}$ der Trägerhöhe + 50 mm sein.

Ankerbolzen müssen soviel Mauerwerk fassen, daß dessen Gewicht das $1\frac{1}{2}$ fache der Zugkraft beträgt.

IV. Kapitel.

Brückenbahnen.

I. Allgemeines.

Die Brückenbahn hat die Aufgabe, die sich über die Brücke bewegenden Lasten auf die Hauptträger zu übertragen, mit denen zusammen sie den Ueberbau bildet, der seinerseits durch den Unterbau die Kräfte an den Baugrund ableitet. Je nach der Verkehrsart, welcher die Brücke dient, wird die Fahrbahn ausgebildet.

Die Eisenbahnbrücken haben die schwersten Lasten, nämlich die auf Schienen rollenden, also örtlich festgelegten Eisenbahnlasten aufzunehmen, die Straßenbrücken außer den gegebenenfalls wie vor auf Schienen rollenden Straßenbahnen, die Fuhrwerke und Menschen, welche in freier Gruppierung auf der Brücke sich bewegen, die Fußgängerbrücken lediglich den Menschenverkehr und schließlich die Kanalbrücken einen gefüllten Wassertrog und Treidelweg für den Schiffsverkehr eines Kanales (die Schiffslast selbst kommt nicht in Frage).

Die Brückenbahn besteht fast in allen Fällen aus der eigentlichen Fahrbahn oder Fahrbahndecke und dem Fahrbahngerippe oder Fahrbahnrost.

Das Fahrbahngerippe besteht aus den Längsträgern, Querträgern, manchmal auch solcher sekundärer Art, also einem Trägerrost, welches die Lasten auf die Hauptträger abgibt. Die Anordnung der Brücken-Fahrbahn hängt von dem Zweck der Brücke und der Größe der Lasten ab. Ein oder das andere Glied des Rostes kann auch fortfallen, wenn z. B. andere Konstruktionen, wie Gewölbe oder Eisenbetonplatten an ihre Stelle treten.

Die Fahrbahndecke verfolgt den Zweck, die Lasten auf das Fahrbahngerippe oder den Fahrbahnrost zu übertragen.

Bei Eisenbahnbrücken auf freier Strecke ist eine vollständige Abdeckung im wörtlichen Sinne nicht erforderlich. Die Schienen der Fahrbahn ruhen unmittelbar oder mittels Schwellen auf den Hauptträgern oder Längsträgern. In anderen Fällen wird sie z. B. durch Buckelplatten oder ebene Bleche mit Kies gebildet, namentlich in bewohnten Gegenden, zur Herstellung einer wasserdichten und schalldämpfenden Bauart. Buckelplatten mit Beton oder Belageisen mit Beton dienen bei städtischen Straßenbrücken dem Asphalt oder Pflaster und dergl. als Unterstützung.

Bei Fußgängerbrücken genügt meist ein Bohlenbelag zur Abdeckung. Die weiteren Einzelheiten ergeben sich aus dem Nachfolgenden.

II. Eisenbahnbrücken.

a. Fahrbahn ohne durchgehendes Bett.

1. Auflagerung der Schienen ohne Schwellen.

Bei dieser Bauart findet die unmittelbare Auflagerung der Schienen auf Eisen mittels Unterlagsplatten statt. Und zwar erfolgt sie auf den Längsträgern, die an die Querträger angeschlossen sind, oder auf den Hauptträgern selber oder auch mittels kurzer Querträger zwischen den beiden Hälften der Hauptträger (Zwillingsträger). Die Auflagerung unmittelbar auf eisernen Unterlagsplatten, die den Schienen zugleich die erforderliche Quer-Neigung geben, ist nicht zu empfehlen, da die Unterlage zu wenig elastisch ist und daher die Stöße unmittelbar in die Träger gelangen. Bei dieser Anordnung ist auch ein Losrütteln der Schraubenmutter zu befürchten; mindestens ist hiergegen eine besondere Sicherung vorzusehen. Der Abstand der Unterlagsplatten hängt natürlich von der Tragfähigkeit der Schienen ab und wird im allgemeinen der

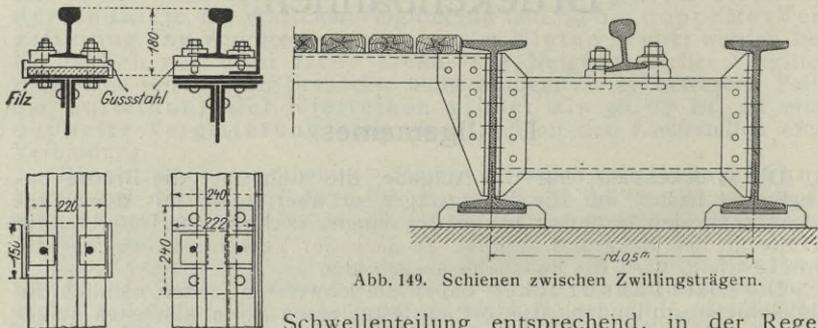


Abb. 148. Schienen auf den Trägern.

Abb. 149. Schienen zwischen Zwillingsträgern.

Schwellenteilung entsprechend, in der Regel nur 600 mm betragen.

Ungünstiger ist die Anordnung, bei welcher die Schienen der ganzen Länge nach auf den Trägern ruhen, da in diesem Falle die Träger noch mehr erschüttert werden. Sollen indessen bei kleineren Brücken aus baulichen Gründen Unterlagsplatten auf Eisen angeordnet werden, so empfiehlt es sich, zur Verminderung des Stoßes unter diese Filzplatten oder Gewebebauplatten zu legen. Eine solche Anordnung zeigt Abb. 148, die die Auflagerung der Schienen bei der Drehbrücke in Neuho¹⁾ darstellt, wo unter die Unterlagsplatten 2 cm starke Filzplatten gelegt sind. Diese Zwischenlagen müssen so bemessen werden, daß sie nicht mehr als 25 kg/qcm Druck erhalten. Hier ruhen die Schienen unmittelbar auf den mittleren Längsträgern. Ähnlich ist die Lagerung der Schienen bei der preuß. Staatsbahnverwaltung (Normalentwürfe kleinerer flußeiserner Brückenbauten der preuß. Staatseisenbahnen). Die Unterlagsplatten ruhen auch hier auf 2 cm starken Filzplatten, die seitlich durch Flacheisen 60 · 25 gegen Verschieben gesichert sind.

Bei kleinen Bauhöhen verwendet man vorteilhaft die bereits erwähnten Zwillingsträger. Hier liegen die Schienen zwischen zwei etwa 0,5 m voneinander entfernt liegenden Hauptträgern auf kurzen Querträgern. Die Lagerung erfolgt wieder mittels Unterlagsplatten. Der Abstand der Querträger beträgt etwa 0,7 m. Eine solche Anordnung zeigt die Abb. 149.

2 Auflagerung der Schienen auf Querschwellen.

Es gelangen hölzerne und flußeiserne Querschwellen zur Anwendung. Die hölzernen Querschwellen werden am besten aus Eichenholz herge-

¹⁾ Bernhard. Die Drehbrücke „Neuho¹⁾ über den Reiherstieg bei Hamburg-Neuho¹⁾. Zeitschr. d. Ver. d. Ing. 1900 S. 1422.

stellt; es wird aber auch Kiefern-, Lärchen-, Fichten- und Buchenholz verwendet. Die Schwellen werden gewöhnlich imprägniert. Die Abmessung der Schwellen hängt von der Beanspruchung ab und ist rechnermäßig festzustellen. Als zulässige Beanspruchung des Holzes kann 75 kg/qcm angenommen werden. Die vom preuß. Minister der öffentlichen Arbeiten zur Anwendung empfohlenen Holznormalquerschwellen¹⁾ sind nachstehend angegeben und unter Zugrundelegung der obigen Beanspruchung die zulässige Entfernung der Längsträger berechnet worden.

Abmessung der Schwellen in cm.

16/20, 18 18, 18/20, 18/22, 18/24, 20/22, 20/24, 20/26, 22/28, 24/30, 28/30.

Längsträgerentfernung in cm.

163, 164, 168, 171, 175, 174, 178, 183, 193, 204, 213.

Der von der preußischen Staatsbahn-Verwaltung vorgeschriebene Schwellen-Abstand ist $0,65 \text{ m}$. Die Schwellen sind so lang anzunehmen, daß innerhalb der Eck-Aussteifungen, bei „Fahrbahn unten“, der Schwellenabstand von $0,65 \text{ m}$ gewahrt bleibt,

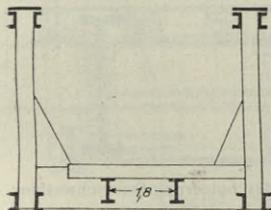


Abb. 150. Hölzerne Querschwellen bei „Fahrbahn unten“.

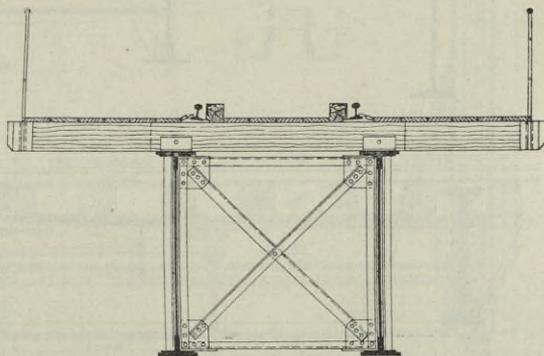
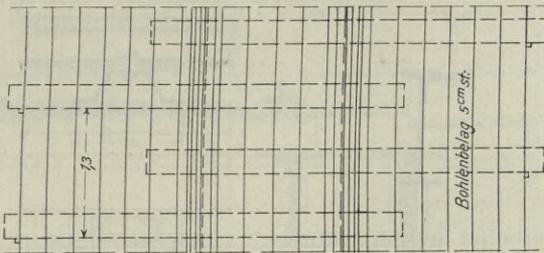
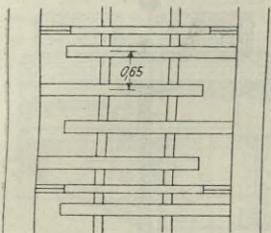


Abb. 151 und 152. Desgl. bei „Fahrbahn oben“.



damit ein Durchbrechen entgleister Eisenbahnzüge verhindert wird (Abb. 150). Die Stärke der Bedielung beträgt 5 cm .

Bei „Fahrbahn oben“ ergibt sich eine ähnliche Anordnung, wenn die Schwellen unmittelbar auf dem Hauptträger ruhen und der Fußweg unmittelbar auf die Schwellen gelegt werden soll. Die Schwellen erhalten dann eine solche Länge, daß jede zweite Schwelle auf einer Seite bis zum Geländer durchgeht, so daß der Schwellenabstand unter den Fußwegen $2 \cdot 0,65 = 1,3 \text{ m}$ beträgt, was vollkommen ausreichend ist. Eine solche Anordnung zeigen Abb. 151 und 152.

Die Auflagerung der Schwellen auf den Schwellenträgern soll mög-

¹⁾ Zbl. d. Bauw. 1898 S. 373. Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken usw. 3. Aufl. 1908. Ernst & Sohn.

lichst zentrisch erfolgen, d. h. kann durch Vermittelung von Flacheisen (Abb. 153), erfolgen, die mit Stiftschrauben mit den Schwellenträgern verbunden sind, da sonst bei der Durchbiegung der Querschwelle die inneren Winkel der oberen Trägeregung abgebogen und die Anschlußniete auf Zug beansprucht würden. Eine gute zentrische Auflagerung ergibt sich auch, wenn die Querschwellen auf das um 1 bis 1,5 cm überragende Stehblech gelegt werden (Abb. 154). Unter die Schwelle kommt vorher eine Platte, um das Einpressen des Ueberstandes in die Schwelle zu verhindern. In der Regel wird die Querschwelle unmittelbar auf die Haupt- oder Schwellenträger gelegt. Man schneidet sie dann 2—3 cm tief aus und

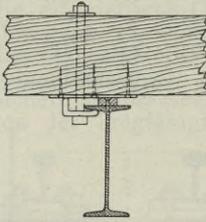


Abb. 153.

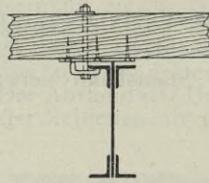


Abb. 154.

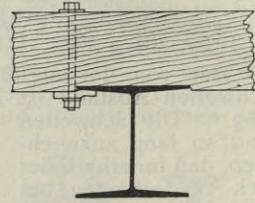


Abb. 156.

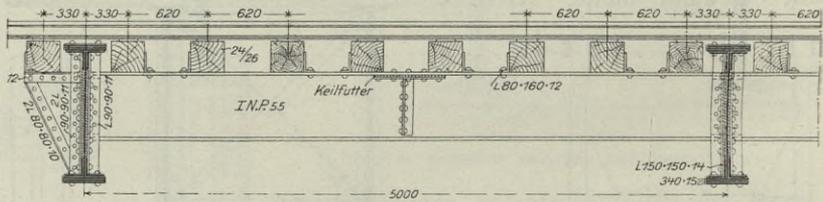


Abb. 155. (Abbildungen 153—157 Auflagerung und Befestigung der hölzernen Querschwellen).

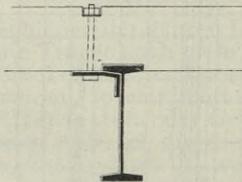


Abb. 157.

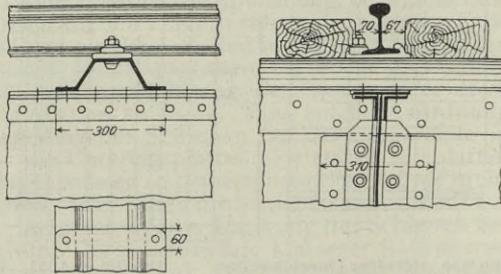


Abb. 158. Eiserne Querschwellen. Neue Weichselbrücke Dirschau. (Aus: Handbuch d. Ing.-Wiss. II, 3. S. 145).

arbeitet an der Unterseite Höhlungen für die Nietköpfe ein.

Die Befestigung der Schwelle erfolgt durch ein oder zwei Winkelisen, die auf die Träger genietet sind, nach Abb. 155, oder durch Hakenbolzen, die unter die Schwellenträger fassen, auch mittels einer Klemmplatte nach Abb. 156.

Bei Verwendung von Winkeln nach Abb. 155 empfiehlt es sich, diese ungleichschenkelig zu wählen (120 · 80 · 10) und den längeren Schenkel lotrecht zu stellen, damit der zur Verbindung der Schwelle mit den Winkeln erforderliche wagrechte Bolzen der Schwellenmitte möglichst nahe sitzt. Bei dieser gebräuchlichen Befestigung sind die Winkel zur besseren Befestigung des Oberbaus nach jeder Fahrriichtung abwechselnd anzuordnen. Zwei Winkel für jede Schwelle sind unpraktisch. Bei Verwendung einer Klemmplatte muß die Schwelle so ausgeschnitten werden, daß die Klemm-

platte unter den oberen Flansch des Schwellenträgers fassen kann. Auch die in Abb. 157 angegebene Befestigungsart mittels eines Winkels, der an dem Schwellenträger befestigt ist, wird zu empfehlen sein.

Will man an Bauhöhe sparen, so wendet man eiserne Querschwellen an, die eine Höhe von 8–12 cm erhalten. Sie haben außerdem den Vorteil, daß sie leichter als Holzschwellen sind, dagegen den Nachteil, daß sie wegen der geringeren Masse die Stöße der Fahrzeuge nicht so leicht aufnehmen, sie also mehr auf die Schwellenträger abgeben.

Die Entfernung der eisernen Schwellen ist ebenso wie bei Holz-

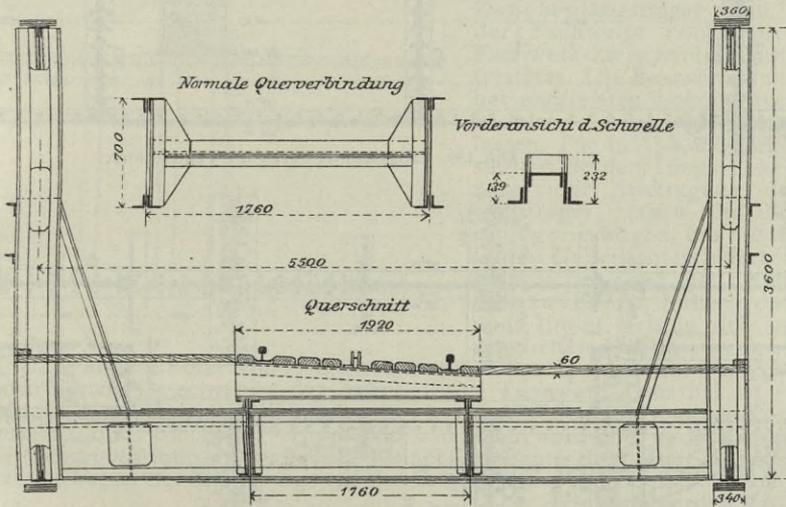


Abb. 162. Dessebrücke der Zahnradbahn Tannwald-Grünthal.
(Nach Handbuch der Ing.-Wiss. II, 3. S. 145).

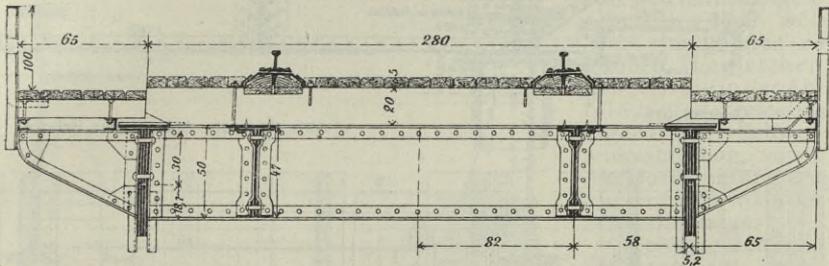


Abb. 163. Eisenbahnbrücke mit eisernen Langschwellen. (Nach Handb. Ing.-Wiss. II, 3. Taf. VIII).

schwellen etwa gleich $0,7\text{ m}$ zu wählen. Die Schwellen werden aber auch manchmal enger, bis auf etwa $0,35\text{ m}$ Entfernung verlegt.

Für Brücken werden zweckmäßiger wegen der Befestigung Belageisen als Querschwellen gewählt. Die Länge der Schwelle soll nicht unter $2,5\text{ m}$ betragen und kann beliebig gewählt werden, je nachdem die Brücke einoder zweigleisig ist und die Schwellen noch Fußwege tragen sollen.

Die Abdeckung erfolgt mittels Bohlen oder auch Riffelblechen. Die Anordnung von eisernen Querschwellen auf der neuen Wechselbrücke bei Dirschau zeigt Abb. 158.

In ausgiebigster Weise sind die Belageisen bei der in den Jahren 1894 bis 97 erbauten Kaiser Wilhelm-Brücke über das Wuppertal bei Müngsten

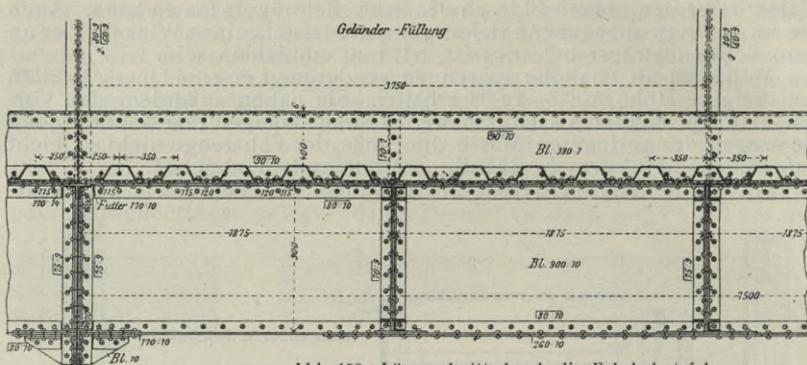


Abb. 159. Längsschnitt durch die Fahrbahtafel.

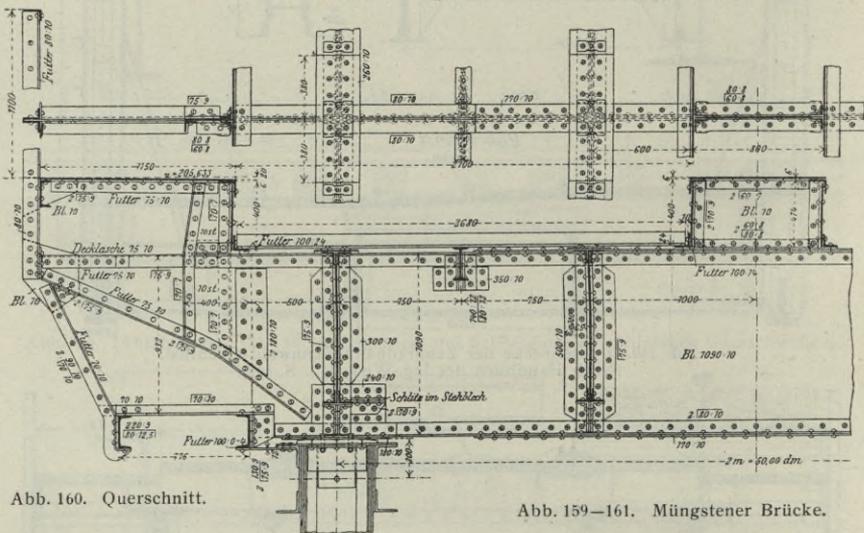


Abb. 160. Querschnitt.

Abb. 159—161. Müngstener Brücke.

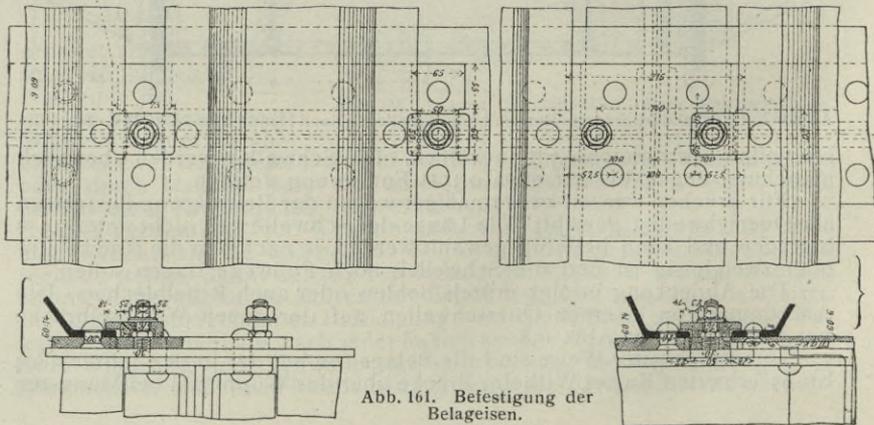


Abb. 161. Befestigung der Belagisen.

zur Verwendung gekommen.¹⁾ Die Belageisen werden von den beiden Hauptlängsträgern (Abb. 159 u. 160), den Zwischenlängsträgern in Gleismitte und an den Enden von den Entgleisungsträgern über den Querträgern getragen. Die Belageisen sind 85 mm hoch ($W = 73 \text{ cm}^3$) und liegen mit 50 mm Zwischenraum nebeneinander, so daß eine weitere Abdeckung

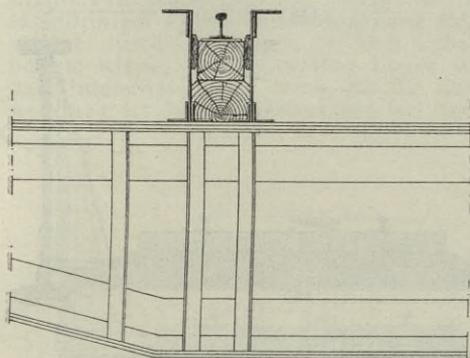


Abb. 164.

entbehrlich ist. Ihre Befestigungsweise mittelst aufgeschraubter Klemmplatten ist aus Abb. 161 zu sehen. Der Zwischenlängsträger ist in $\frac{1}{4}$ der Fachweite noch durch Fachwerk-Zwischenträger unterstützt. Die Beanspruchung bei entgleisten Lokomotiven ist bis $\sigma = 1840 \text{ kg/qcm}$ zugelassen. Die in Abb. 160 dargestellten beiden Längs-Eisen unter der Auskragung der Querträger tragen die Besichtigungswagen, um die eisernen Ueberbauten jederzeit untersuchen und neu streichen zu können. Näheres darüber findet sich in der angegebenen Quelle.

Eine andere Form von eisernen Querschwellen bei der vom Verfasser konstruierten Dessebrücke der Zahnradbahn Tannwald-Grünthal ist in Abb. 162, S. 151 dargestellt. Die Schwellen bestehen aus einer genieteten Konstruktion aus 2 Blechen, \square -Eisen und 2 Winkeln und sind in der Längsansicht trapezförmig, da die Brücke in einer Krümmung liegt. Die Schwellen mußten wegen der Zahnstange auf der Brücke genau in derselben Teilung

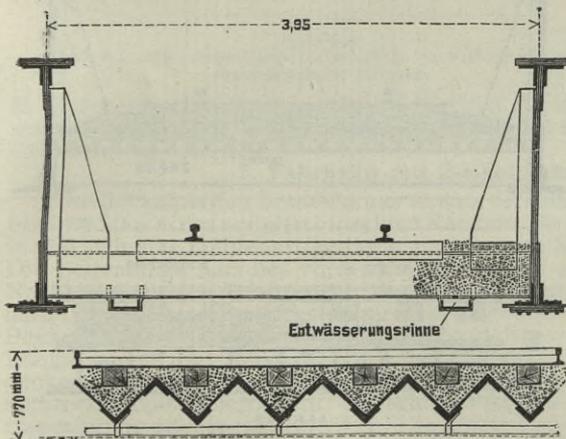


Abb. 165. Fahrbahn mit durchgehender Bettung.

verlegt werden, wie auf der freien Strecke, um den Zahnstangen-Oberbau ohne weiteres durchführen zu können. Hierdurch ergab sich die in der Abbildung dargestellte eigenartige Schwelenausbildung, sowie die Durchführung der oberen Gurtwinkel der Schwellenträger.

Seltener kommen Schienen auf Langschwellen vor. Die Langschwellen können aus Holz oder Eisen sein. Werden eiserner Langschwellen angeordnet, so werden sie gewöhnlich auf den

hölzernen oder eisernen Querschwellen der Brücke verlegt. Werden sie auf hölzerne Querschwellen gelegt, so müssen sie mit Holz ausgefüllt werden. Eine solche heute noch selten ausgeführte Anordnung zeigt Abb. 163, S. 151; eine ähnliche Anordnung mit eisernen Längsträgern zeigt Abb. 164.

¹⁾ Dietz. Die Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten. Berlin, Jul. Springer 1904. (Die Abb. 159–169 sind dem Werke entnommen).

b. Fahrbahn mit durchgehender Bettung.

1. Allgemeines.

In vielen Fällen ist es erforderlich, eine Fahrbahn mit durchgehender Bettung anzuordnen, namentlich bei Unterführung städtischer Straßen, wo das Geräusch der überfahrenden Züge gemildert werden soll und eine wasserdichte Fahrbahn wegen des darunter durchgehenden Straßen-Verkehres gefordert wird. Die Fahrbahn mit durchgehendem Bett hat gegenüber anderen Fahrbahnen noch den großen Vorzug, daß das Gleis unabhängig von der Brücke, also wie auf freier Strecke verlegt werden kann und die Anordnung von Weichen und Kreuzungen ohne Schwierigkeiten und Rücksicht auf das

Fahrbahngerippe möglich ist. Ein weiterer Vorteil ist, daß die Erschütterungen der Brücke beim Überfahren des Zuges infolge der verteilenden Wirkung des Schotterbettes wesentlich geringer sind. Schließlich ist bei Entgleisungen ein Durchbruch der Räder ziemlich ausgeschlossen. Ein Nachteil des durchgehenden Bettes ist dahingegen das große Gewicht, um welches sich die Eigenlast der Brücke erhöht. Bei großen Stützweiten ergibt dies einen wesentlichen Mehrverbrauch an Eisen, (etwa 30 bis 40 %) gegenüber anderen Fahrbahnanordnungen.

Ein durchgehendes Bett setzt voraus, daß über die Fahrbahnträger eine durchgehende Blechhaut oder aber Profileisen gestreckt sind, deren Zwischenräume mit Beton ausgefüllt werden. Die so gebildete Unterlage muß noch mit einer Isolierschicht abgedichtet werden, um das durch die Gleisbettung sickende Tagewasser von dem Eisen abzuhalten. Von größter Wichtigkeit dabei ist auch die dauernd gewährleistete schnelle Abführung dieses Wassers. Die durchgehende Blechhaut kann aus Buckelblechen, Tonnenblechen und

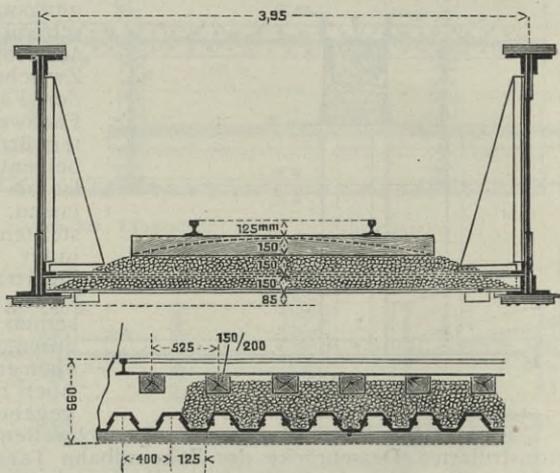


Abb. 166.

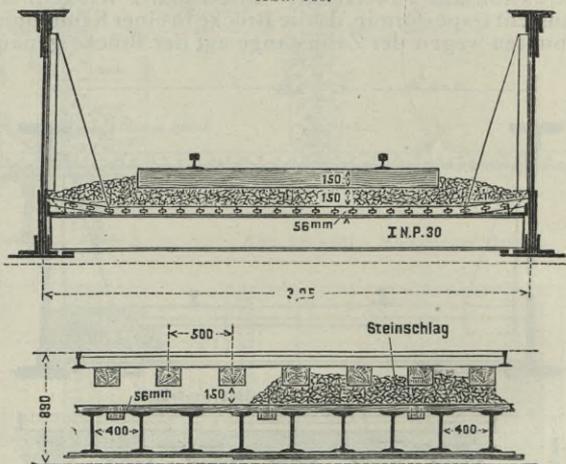


Abb. 167.

Flachblechen gebildet sein, während die Profileisen aus Belageisen, C-Eisen oder anderen Normalprofilen oder auch aus Stehblechen und Winkeln genietete Querschnitte hergestellt sein können. Insbesondere möge hier auf die amerikanischen Konstruktionen nach Abb. 165–168¹⁾ hingewiesen werden. So zeigt Abb. 165, S. 153 eine Fahrbahnkonstruktion, bei der eigentlich Querträger ganz fehlen. Diese sind durch eine wasserdichte Fahrbahnabdeckung ersetzt, die aus Platten und Winkeleisen mit sägeförmiger Querschnittsanordnung hergestellt ist. Die Entwässerung erfolgt durch Oeffnungen an den tiefsten Stellen in eine darunter gehängte Rinne. Die Schwellen liegen über den tiefsten Stellen und für das Unterstopfen wie auch für die Entwässerung ungünstig. Zur Anwendung ist diese Konstruktion bei der Pennsylvania-Bahn in Chicago

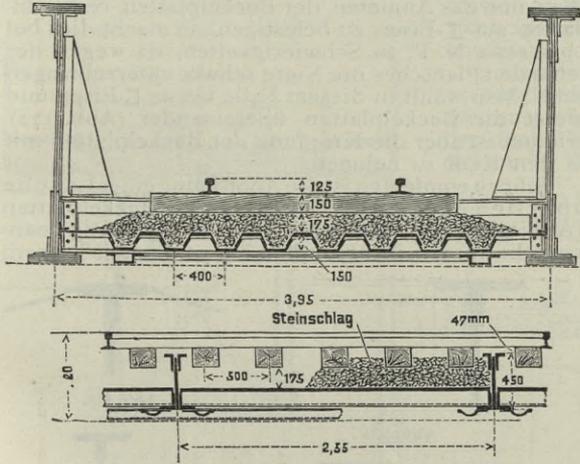


Abb. 168.

Abb. 165–168. Amerikanische Beispiele für Fahrbahnen mit durchgehender Bettung.

und gespundete Bohlen, die noch durch darüber gelegte Dachpappe wasserdicht gemacht sind. Diese Anordnung hat den Vorzug, sehr schalldämpfend zu sein.

2. Fahrbahn mit Buckelplatten.

Die Buckelplatten bestehen aus einem verzinkten Eisen-Blech von 6,5 bis 8 mm Stärke, das von den einzelnen Rändern aus zylindrisch gebogen ist, so daß sich eine muldenartige Form mit schrägen Kehlen ergibt (Abb. 169). Die Seitenlänge darf bei vorerwähnten Stärken 2 m nicht überschreiten. Nach langjährigen Erfahrungen des Eisenbahnbetriebes ist für diese Verhältnisse eine statische Berechnung nicht mehr erforderlich. Die Ränder der Buckelplatten sind wagrecht abgebogen und dienen zur Befestigung an den Längs-, Quer- und sonstigen Zwischenträgern. Die Buckelplatten überdecken also die von dem Fahrbahnrost gebildeten Flächen und sind meist rechteckig oder quadratisch, bei schiefwinkligen Brücken an den Enden trapezförmig oder sogar dreieckig. Die größten, also quadratischen Platten werden bis etwa 2×2 m hergestellt. Die Pfeilhöhe der Platten ist etwa $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{15}$ der kleineren Seite. An der tiefsten Stelle erhalten die Buckelplatten für die Entwässerung ein Loch von etwa 30–40 mm Durchmesser.

Die Nietteilung darf wegen der Dichtigkeit der Fahrbahn nicht zu groß angenommen werden. Zur Befestigung der Buckelplatten und um eine nicht empfehlenswerte Kröpfung zu vermeiden, sind sämtliche Fahr-

gekommen. Aehnlich ist die Bauart der Brücken der Illinois-Zentral-Bahn in Chicago, die nach Abb. 166 ausgeführt ist, während Abb. 168 wieder eine Fahrbahnkonstruktion mit Querträgern zeigt, bei der die trapezartige Belageisen parallel zu den Hauptträgern laufen und nach den Querträgern entwässert werden.

Eine von dieser ganz verschiedenen Bauweise zeigt Abb. 167. Hier ruhen auf I-Eisen 5,7 cm stark gete-

¹⁾ Nach Zentralbl. d. Bauv. 1907 S. 259.

bahnträger mit ihren Oberkanten in gleiche Höhe zu legen. (Abb. 170). Bei Trägern mit Kopfplatten sind aus gleichem Grunde die oberen Kopfplatten durchzuführen, auch wenn dies statisch nicht erforderlich wäre, oder aber die Befestigung der Buckelplatten erfolgt am besten unabhängig von den Kopfplattenlängen in der Weise, daß nur die unterste Kopfplatte ganz durchgeführt wird, und zwar so verbreitert, daß die Buckelplatte zu beiden Seiten der oberen Kopfplatte erst befestigt werden kann (Abb. 171). Hierbei wird man auch von der Nietteilung des Trägers völlig unabhängig, was umso mehr zu wünschen ist, als die Nietdurchmesser der dünnen Buckelplatten in der Regel andere sind als die der Träger. Auch für die Ausführung ist diese Anordnung am vorteilhaftesten, in sofern die Träger in der Fabrik fertig hergestellt werden können und auf dem Bau nur das Annieten der Buckelplatten verbleibt.

Sind die Buckelplatten auf Γ -Eisen zu befestigen, so macht dies bei den kleinen Profilen bis etwa N. P. 26 Schwierigkeiten, da wegen des schmalen Flansches die Niete schwer unterzubringen sind. Man wählt in diesem Falle besser \square -Eisen und nietet die Buckelplatten übereinander (Abb. 172). Hierbei ist aber die Kröpfung der Buckelplatten mit in den Kauf zu nehmen.

Sehr zu empfehlen ist die Anordnung einer Lasche über den genieteten Rändern der Buckelplatten (Abbildung 173), damit die Niete zweischnittig beansprucht werden, insbesondere bei genieteten Trägern

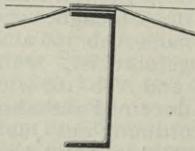


Abb. 172.

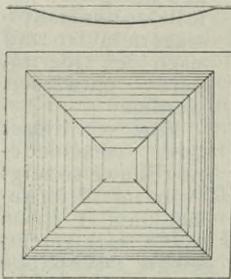


Abb. 169. Buckelplatte.

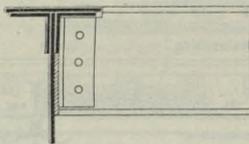


Abb. 170.

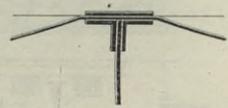


Abb. 173.

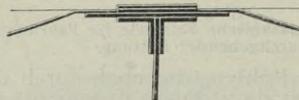


Abb. 171.

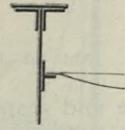


Abb. 174.

ohne Kopfplatten. Sonst werden die Winkel in wagrechtem Sinne beansprucht, ebenso die Niete auf Abreißen des Kopfes. Werden die Buckelplatten an das Stehblech der Hauptträger angeschlossen, so geschieht dies mittels eines Winkels oder besser \perp -Eisens (vergl. Abb. 174).

Die Bettung soll aus grobem Kies oder Steinschlag auf Kiesunterlage bestehen und zwischen Oberkante Buckelplatte und Schwellen-Unterkante noch 15—20 cm stark sein. Der äußerste Abstand von 10 cm ist zuweilen bei sehr beschränkter Bauhöhe ausgeführt. Das ist jedoch gefährlich, weil beim Unterstopfen des Gleises leicht die Isolierhaut verletzt werden kann. Die gesamte Belastungsstärke beträgt demnach bei Holzschwellen mindestens etwa 36 cm, bei Eisenschwellen etwa 23 cm, besser etwas mehr.

Einige neuere und mustergültige Anordnungen von Fahrbahnen mit Buckelplatten zeigen die folgenden Abbildungen 175—178.

In Abb. 175 ist eine Fachwerkbrücke mit oben liegender Fahrbahn dargestellt. Es sind zwischen den Querträgern zwei seitliche und ein mittlerer Längsträger angeordnet und so gelagert, daß der mittlere mit seiner Oberkante auf gleicher Höhe mit der des Querträgers liegt, während die seitlichen mit der Oberkante des Untergurtwinkels auf der Höhe des Querträgers liegen, so daß die Buckelplatten an allen vier Seiten angeietet werden können, ohne daß eine Kröpfung des Plattenrandes nötig

ist. Es entsteht auf diese Weise ein durchgehender wasserdichter Trog, in dem die Gleisbettung liegt.

Abb. 176 zeigt dieselbe Fahrplananordnung bei halbversenkter und Abb. 178, S. 158, die den Querschnitt des Ueberbaues über einer Unterführung der Berlin-Brandenburger Chaussee darstellt, mit unterliegender Bahn. Bei dieser von der Eisenbahn-Direktion Berlin ausgeführten Brücke sind zwischen den in 4 m Entfernung liegenden Querträgern noch in der Mitte Zwischenquerträger angeordnet, wie Abb. 177 deutlich zeigt. Die Streifen neben der Bettung sind in Abb. 175 u. 76 mit Betonplatten, in 178 mit Riffelblech abgedeckt.

Werden die ganzen Buckelplatten mit Kies ausgefüllt, so erfolgt die Entwässerung einzeln durch Löcher von mindestens 30 mm Durchmesser an den tiefsten Stellen der Buckelplatten, an welche Rohre aus Zinkblech mit ihren Flanschen angeietet werden. Hierbei ist aber zu beachten, daß der Rohrdurchmesser größer ist als das Loch in der Buckelplatte, damit das absickernde Wasser frei abtropfen

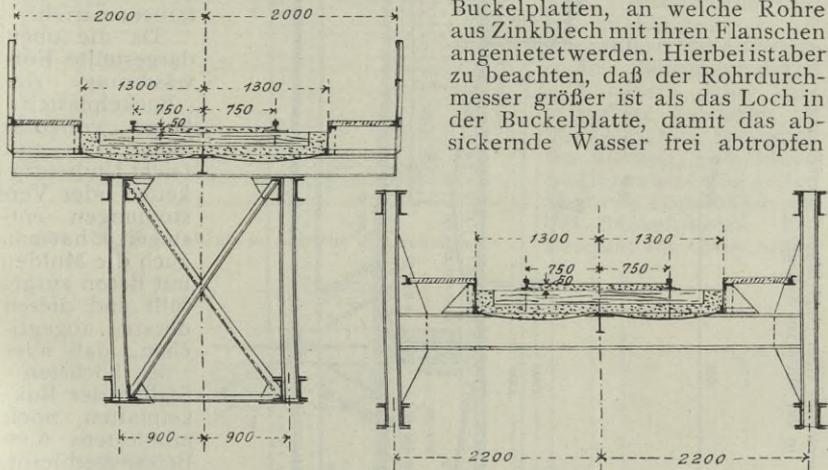


Abb. 175 und 176. (Nach Zentr.-Bauv. 1901 S. 586).

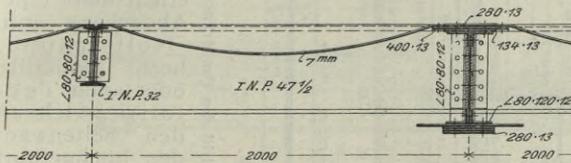


Abb. 177. Mittlerer Längsträger der Unterführung der Berlin-Brandenburger Chaussee. (Zu Abb. 178).

kann. Das Loch in der Buckelplatte ist durch eine durchlöcherthe Haube überdeckt.

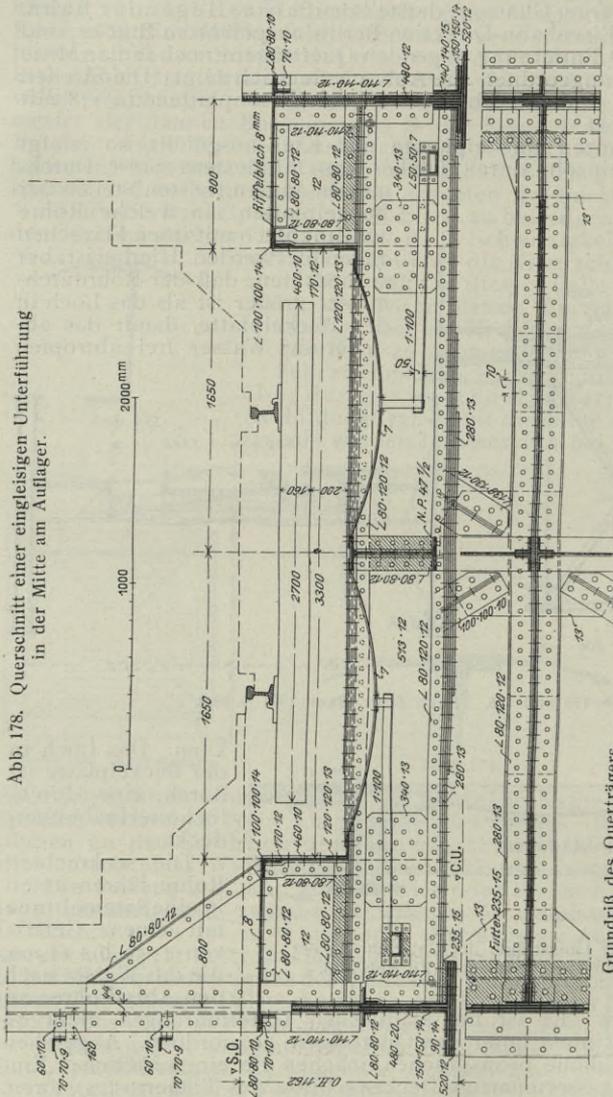
Die senkrechten Rohre führen unten in eine Sammelrinne mit einem Gefälle von 1 : 50 bis 1 : 200, die das Wasser nach den Abfallrohren an

den Pfeilern führt. Es ist bei städtischen Unterführungen nicht zu empfehlen, diese Rinnen unter den Querträgern anzuordnen. Abgesehen davon, daß sie Bauhöhe beanspruchen, machen sie einen häßlichen Eindruck, da sie das kassettenartige Deckengebilde des Trägerrostes stören. Sie werden besser durch Ausbohrungen in die Stehbleche der Querträger gesteckt, die natürlich etwa in der Mitte am besten liegen oder am Rande durch aufgenietete Verstärkungen geschützt sind. (Abb. 178).

Auf eine sorgfältige Abdichtung der Buckelplatten an den Nietstellen ist besonders zu sehen. Bei der Berliner Stadtbahn sind zu diesem Zwecke die Fugen und Niete mit Streifen von Asphaltfilzplatten

überdeckt und mit einer Asphaltmasse festgeklebt und überzogen. Auch wurden die Fugen mit Asphaltkitt ausgestrichen und ebenso die Nieten damit bedeckt. Zu empfehlen ist für die Buckelplatten ein heißer Asphaltanstrich und Bestreuen desselben mit feinem Sand. Außerdem sind die Buckelplatten stark zu verzinken. An den sichtbaren Teilen erfolgt ein zwei- bis dreimaliger Oelfarbenanstrich.

Da die oben dargestellte Entwässerung der Buckelplatten keine vollkommene ist und leicht Undichtigkeiten oder Verstopfungen entstehen, so hat man auch die Mulden mit Beton ausgefüllt und diesen derart abgeglichen, daß über den höchsten Stellen der Buckelplatten noch mindestens 6 cm Beton verbleibt. Dies sauber mit Zement abgezogene Betonbett erhält dann eine Abdeckung mit Isolierpappe bzw. Isolierfilz oder auch Tekolith, welche an den Seitenwänden hochgeführt und in geeigneter Weise befestigt wird. Will man schließlich noch ein Uebriges tun, so kann noch eine Abdeckung mit Ziegel-Flach-



schrift von Dachsteinstärke in Zement empfohlen werden gegen Beschädigung der Isolierpappe durch Stopfhacken u. dergl.

Das Wasser wird durch ein kräftiges Quergefälle 1:20 bis 1:70 in Längsrinnen, die seitlich oder in der Mitte anzuordnen sind, abgeführt. Auf die Schutzschicht kommt die eigentliche Kiesbettung von 15—20 cm Stärke. Es liegt also auf der Hand, daß durch alle diese Anforderungen

eine große Höhe und Vermehrung des Eigengewichtes der Fahrbahn entsteht. Der Landanschluß wird hier am einfachsten dadurch bewerkstelligt, daß von den letzten Querträgern ein Schleppblech auf das Widerlager geführt wird.

3. Fahrbahn mit Tonnenblechen.

Tonnenbleche, vergleiche die Abbildung 179, bestehen aus einem zylindrischen Blech, an welches halbe Buckelplatten angenietet sind.

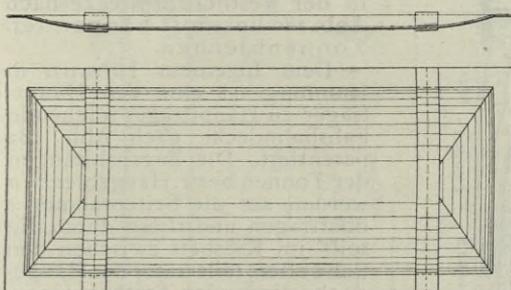


Abb. 179. Tonnenblech in Aufsicht und Schnitt.

Hierdurch ist man in der Lage, größere Felder zu überdecken, also Zwischenträger zu sparen. Die Tonnenbleche sind bis zu Längen von 9^m ausgeführt. Sie erfordern mehr Bettungsmaterial und liefern daher eine schwerere Fahrbahn als Buckelplatten. Bezüglich der Nietung, Abdichtung und Entwässerung gelten ähnliche Grundsätze wie bei Buckelplatten. Ein Beispiel der Ausführung

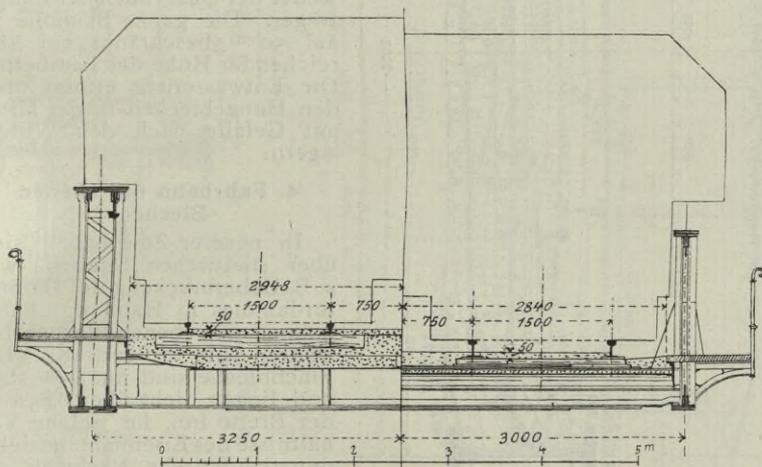


Abb. 180. Querschnitt durch die Straßen-Überbrückungen.
(Westliche Strecke.) (Oestliche Strecke.)

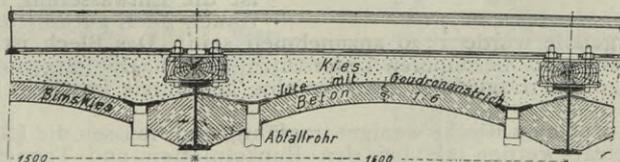


Abb. 181. Abdeckung und Entwässerung der Fahrbahntafel des Viadukts. (Oestliche Strecke.)

Abb. 180—181. Fahrbahntafel der Hochbahn in Berlin. (Aus Dtsch. Bztg. 1901.)

von Fahrbahnen mit Tonnenblechen zeigen die Viadukte der Berliner Hochbahn (Abb. 180—181). Die Abb. 180 (rechts) und 181 betreffen die Eisenkonstruktion der östlichen Strecke genannter Hochbahn. Es liegen die Holzschwellen allerdings auf Querträgern (Abb. 181), so daß die stehenden Tonnenbleche nur die Kiesdecke zu tragen haben; eine

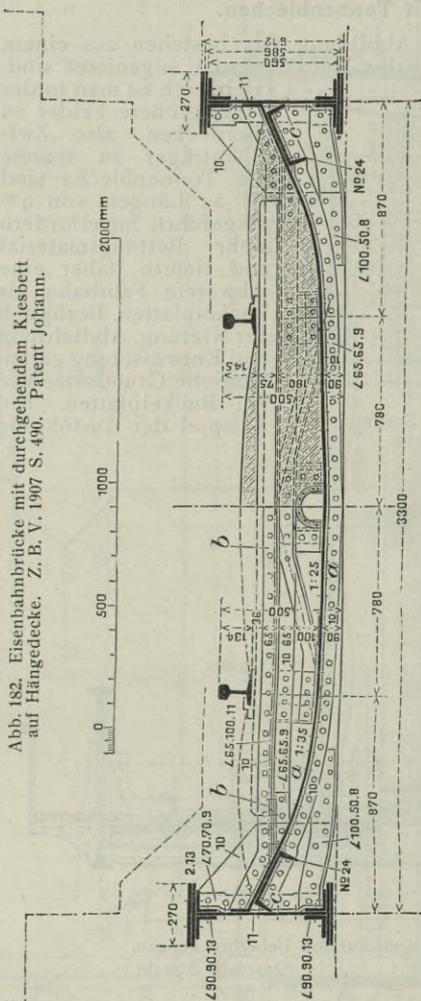


Abb. 182. Eisenbahnbrücke mit durchgehendem Kiesbett auf Hängendecke, Z. B. V. 1907 S. 490. Patent Johann.

Anordnung, die sich bezüglich der Schalldämpfung sowohl als auch der Entwässerung nicht so gut bewährt hat, wie die Bauart in der westlichen Strecke nach Abb. 180 links mit hängenden Tonnenblechen.

Dem Ingenieur Johann in Hamburg ist eine von Hauptträger zu Hauptträger reichende Fahrbahndecke nach Abb. 182 patentiert. Die Zugspannungen der Tonnen bzw. Hängebleche *a* werden auf die Seitenrahmen *c* übertragen und diese durch die teils im Kiesbett zwischen den Schwellen, teils unter der Hängebleche liegenden Streben *b* ausgesteift. Sie ist für niedrige Bauhöhe bestimmt und bedarf weder der Quer- noch der Längsträger. Die ganze Bauhöhe ist auf 50 cm beschränkt bei ausreichender Höhe des Kiesbettes. Die Entwässerung erfolgt über den Hängeblechen in der Mitte mit Gefälle nach den Widerlagern.

4. Fahrbahn mit ebenen Blechen.

In neuerer Zeit haben sich über städtischen Straßen, wie z. B. Ueberbrückung des Dammordammes in Hamburg, Fahrbahnen aus ebenen Blechen bewährt, Abb. 183 und 184. Die Flachbleche sind nur 8 mm stark und liegen nicht über 0,85 m in der Breite frei, für welche Verhältnisse des Eisenbahnbetriebes der theoretische Nachweis der Festigkeit sich erübrigt. Bei einem Längsgefälle von 1:100 ist die Entwässerung in Längsrinnen noch gut durchzuführen;

das Quergefälle würde 1:30 anzunehmen sein. Das Blech ist auf den Querträgern und besonderen Unterstützungs-Trägern festgenietet. Die eigenartige Querträgerform gestattet eine geschützte frostfreie Lagerung der Rinne.

Da die ebenen Bleche weniger tragfähig sind, müssen die Längsträger näher gelegt werden als bei den Buckelplatten und Tonnenblechen, außerdem sind nötigenfalls Zwischenquerträger anzuordnen, Abb. 184. Hierdurch ergibt sich im allgemeinen ein größerer Eisenverbrauch, jedoch

Abb. 185. Fahrbahntafel der Unterführung des Billhörner Röhrendammes in Hamburg.

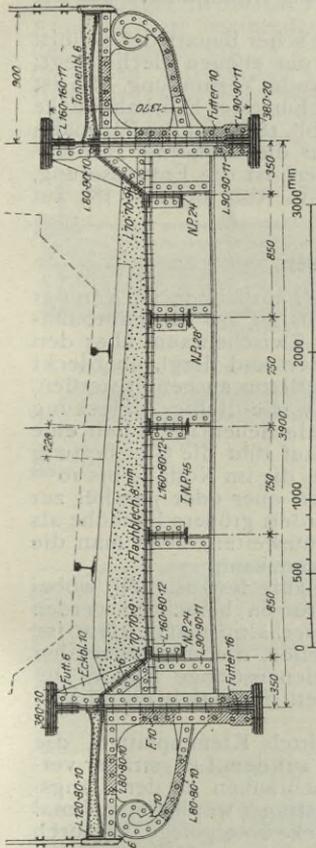


Abb. 183 u. 184. Fahrbahntafel der Unterführung des Dammtor-Dammes in Hamburg.

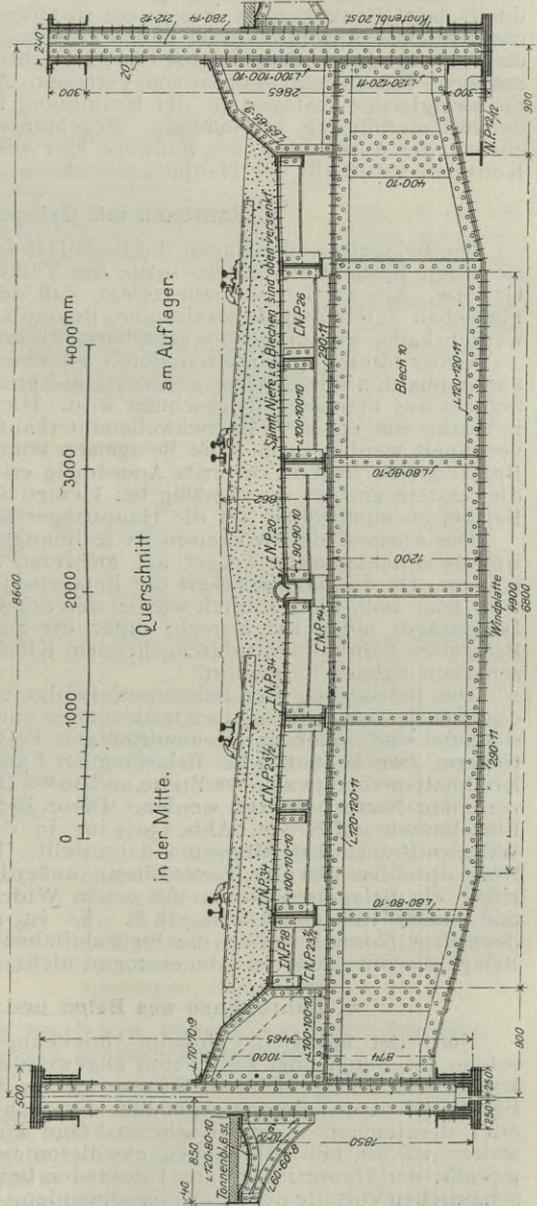
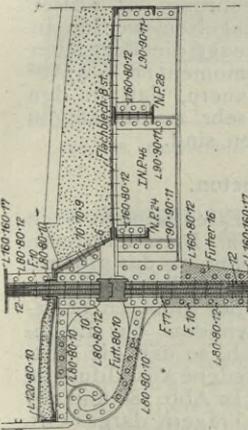


Abb. 183—185. Fahrbahntafeln mit ebenen Blechen.

wird dieser Mehrverbrauch durch andere Vorteile, insbesondere bei der Entwässerung reichlich ausgeglichen.

In Abb. 183 ist im Hauptträger nach Gerber'scher Bauart der Schnitt durch das Gelenk gezeigt, das genau in Höhe der ebenen Bleche liegt; die seitlichen Abschlußbleche haben eine federnde Verbindung. So ist die Drehung um die Gelenkachse ohne Unterbrechung der Fahrbahndecke möglich. Der Entwurf stammt vom Verfasser. Abb. 185 zeigt die Fahrbahn für zweigleisige Anlagen in der Krümmung für die Billhörner Röhrendamm-Unterführung in Hamburg. Beachtenswert ist die Entwässerung, ebenso die Ausbildung der Fußwege hier wie in Abb. 183 und 184 auf Konsolen außerhalb der Hauptträger.

5. Fahrbahn mit Belageisen.

Die Belageisen übertragen die Eigenlast der Fahrbahndecke, von der sie einen Bestandteil bilden, sowie die Verkehrslast auf das Fahrbahn-Gerippe. Sie werden so nahe gelegt, daß der Zwischenraum über den Flanschen durch Ziegel, Dachsteine, Betonplatten und dergl. überdeckt werden kann, worauf sie bis zur Oberkante mit Beton ausgefüllt werden.

Ueber diesen geglätteten Beton ist eine wasserdichte Abdeckung aus Asphaltfilz oder Pappe gestreckt, die erforderlichenfalls durch eine Schicht aus Flachziegeln geschützt wird. Hierauf ruht die Gleisbettung in Stärke von 15—20^{cm} bis Schwellenunterkante, die im Notfalle bis 10^{cm} verringert werden kann. Die Belageisen können quer oder parallel zur Brückenachse liegen. Die erste Anordnung erfordert größere Bauhöhe als die letztere und ist zweckmäßig bei kleinen Stützweiten, wenn man die Belageisen unmittelbar auf die Hauptträger legen kann.

Der Abstand der Belageisen ist rechnungsmäßig festzustellen, wobei sie als durchlaufende Träger auf mehreren Stützen berechnet werden können. Da die Tragfähigkeit der Belageisen verhältnismäßig klein ist, wird man auch hier, ähnlich wie bei den Schwellen, die unterstützenden Längsträger möglichst lotrecht unter die Schienenstränge legen. Die Belageisen-Fahrbahn mit durchgehendem Kiesbett findet sich auf schweizerischen Bahnen ausgeführt.

Die Befestigung der Belageisen erfolgt mittels Klemmplatten, die die Füße je zweier Belageisen festklemmen und auf dem Längsträger verschraubt sind, oder durch unmittelbares Festschrauben an den Längsträgern. Zwecks zentrischer Belastung der Längsträger werden manchmal Kopfplatten von etwa 50^{mm} Breite und 20^{mm} Dicke untergelegt, die durch versenkte Niete befestigt werden. Diese Befestigungsart ist mit allen Einzelheiten auf S. 152, Abb. 159—161 in der Ausführung der Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten dargestellt. Die Belageisen werden in Normalprofilen gewalzt (Zores-Eisen), außerdem erzeugt die Burbacher Hütte ein Belageisen No. 12 mit einem Widerstandsmoment $W = 97 \text{ cm}^3$ und einem Gewicht $g = 19,7 \text{ kg/m}$. Es ist zu bedauern, daß in den deutschen Normalprofilen die für Fahrbahnzwecke sehr zweckmäßigen Belageisen mit größeren Abmessungen nicht enthalten sind.

6. Fahrbahnen aus Beton und Eisenbeton.

Statt der üblichen Fahrbahn-Abdeckungen aus Eisen können auch solche aus Beton oder Eisenbeton angewendet werden. Diese Fahrbahn kommt aber nur bei kleineren Stützweiten zur Anwendung, wo das größere Eigengewicht des Betons gegenüber den Fahrbahnen mit Buckelplatten oder dergleichen nicht so sehr in Frage kommt. Bei größeren Stützweiten wächst bei Fahrbahnen aus Beton oder Eisenbeton das Eigengewicht der Hauptträger unter Umständen beträchtlich, so daß die wirtschaftlichen Vorteile des Betons verschwinden. Verschiedene Ausbildungen von Fahrbahnen dieser Art zeigen die Abb. 186—190. In Abb. 186 und 187 ist eine Fahrbahntafel aus Stampfbeton zwischen Γ -Trägern dargestellt.

Die I-Träger, in diesem Falle die Hauptträger, sind gegen einander durch Rundeisen in bestimmten Entfernungen gehalten. Unter- und oberhalb der I-Eisen ist ein rd. 1—2 cm starker Zementabstrich aufgebracht, damit das Eisen vollkommen vom Beton eingehüllt ist. Ueber diesem Glattstrich liegt eine wasserundurchlässige Schicht von Asphaltfilz, Teerpappe, Tektolith oder dergleichen, auf die ein Holzrost oder besser eine Ziegelflachschiene gelegt wird, damit das durchsickernde Wasser sich nach den

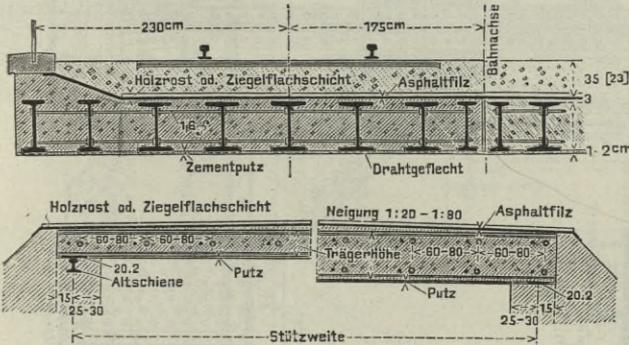


Abb. 186 und 187. Quer- und Längsschnitt durch eine Fahrbahntafel aus Stampfbeton zwischen I-Trägern. Z. B. V. 1902.

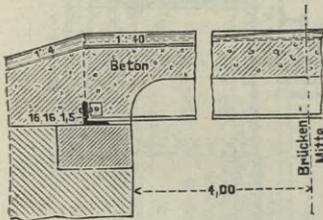


Abb. 189. Längsschnitt.

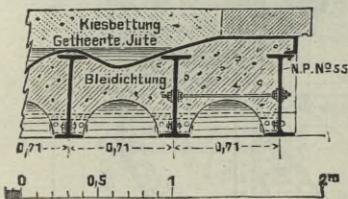


Abb. 190. Querschnitt nach a-b.



Abb. 188. Grundriß.

Abb. 188—190. Desgl. nach Z. B. V. 1907.

tieferen Punkten hin sammeln kann, von wo aus dann für eine gute Fortleitung gesorgt werden muß. Entsprechend der Kiesschicht ergibt sich die gesamte Konstruktionshöhe von Oberkante der Träger an gerechnet zu 40—52 cm.

Die in Abb. 188—190 gezeigte Konstruktion unterscheidet sich von der soeben beschriebenen hauptsächlich durch die größere Entfernung der I-Träger, die in diesem Falle 710 mm beträgt. Um an Beton und entsprechend an Gewicht zu sparen, sind unten gewölbartige Ausparungen angeordnet.

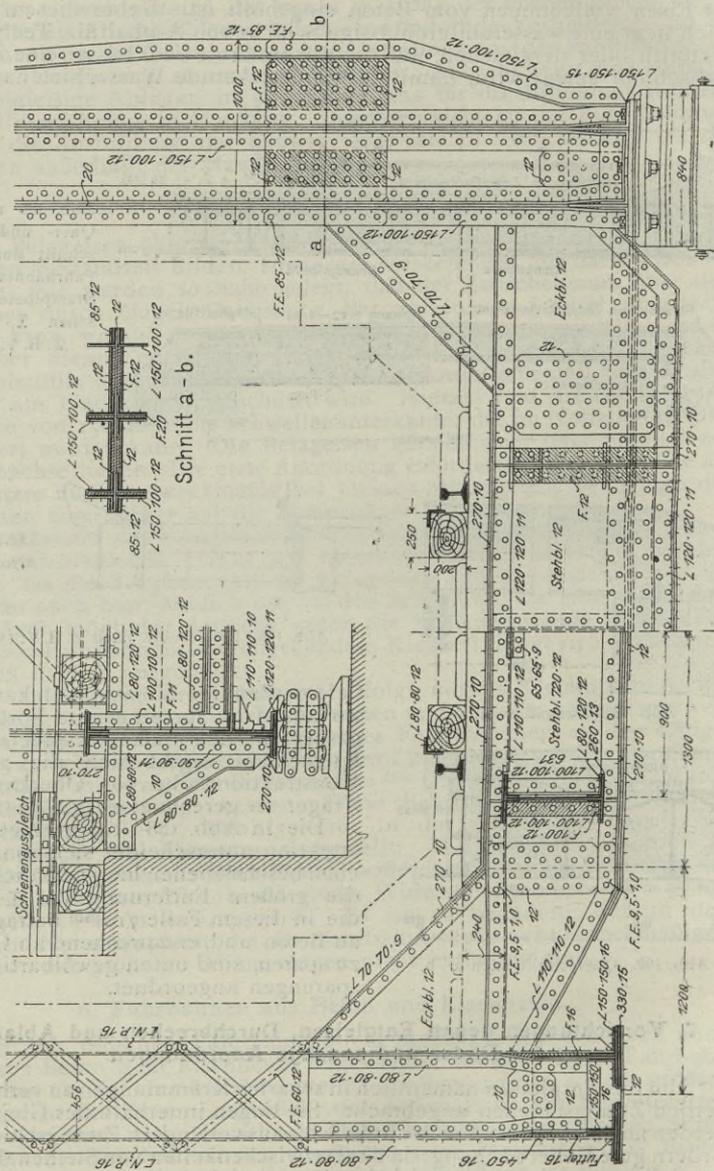
7. Vorrichtungen gegen Entgleisen, Durchbrechen und Ablaufen der Räder und sonstige Anordnungen.

Um das Entgleisen namentlich in scharfen Krümmungen zu verhindern, werden Zwangsschienen angebracht. Sie liegen innerhalb des Gleises und werden noch ein Stück über die Brücke hinaus verlängert. Zwangsschienen erfordern gute Ueberwachung, da das Dazwischenkeilen von Steinen, Eis usw. Entgleisungsgefahren mit sich bringt, und sind deshalb meist nur bei Hauptbahnen anzuwenden. Eine solche Konstruktion ist in Abb. 185 S. 161 dargestellt.

Ein weiteres Mittel gegen Entgleisung ist die Anordnung von Sicherheits-Schwellen aus Holz. Oberkante Schwelle liegt etwa 5 cm über

Schienenoberkante, ihr lichter Abstand ist 41—67 mm. Derartige Anordnungen zeigen die Abb. 191—194. Das Durchbrechen der Räder kann

Abb. 191. Querschnitt durch die Fahrhahntafel der Eisenbahnbrücke über die Havel in Brandenburg. Querschnitt am Endrahmen.
Abb. 192. Schnitt durch die Fahrhahntafel der Eisenbahnbrücke über die Havel in Brandenburg. Querschnitt in Brückenmitte.



man verhindern entweder durch genügend nahe Lage der Schwellen oder durch Anordnung von Balken zu beiden Seiten der Schienen, die stark genug sind, um ein entgleistes Rad zu tragen. Abb. 191 und 192

stellen Schnitte durch die Fahrbahn der vom Verfasser konstruierten Eisenbahnbrücke über die Havel bei Brandenburg dar. Hier sind Balken von

Abb. 193 und 194. Viadukt der Bahnlinie Fentsch-Deutsch-Oth.

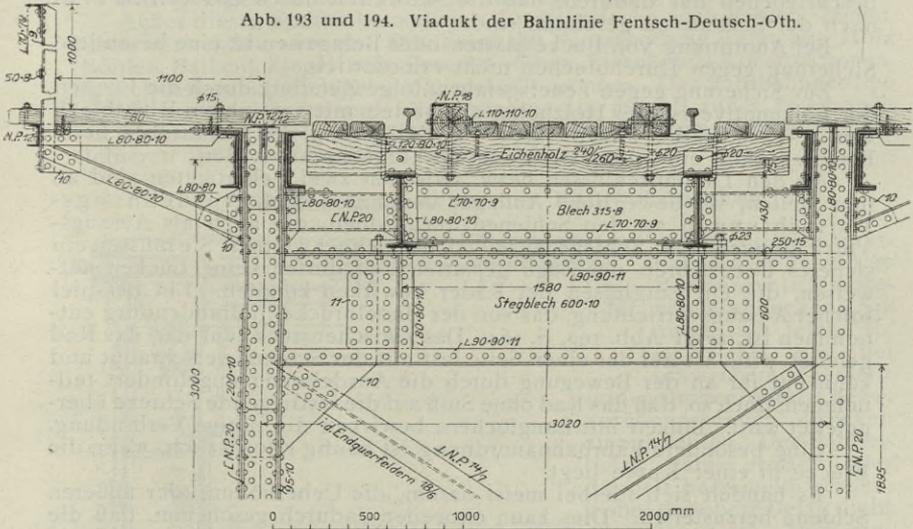


Abb. 193. Querschnitt der Fahrbahn in der geraden Strecke.

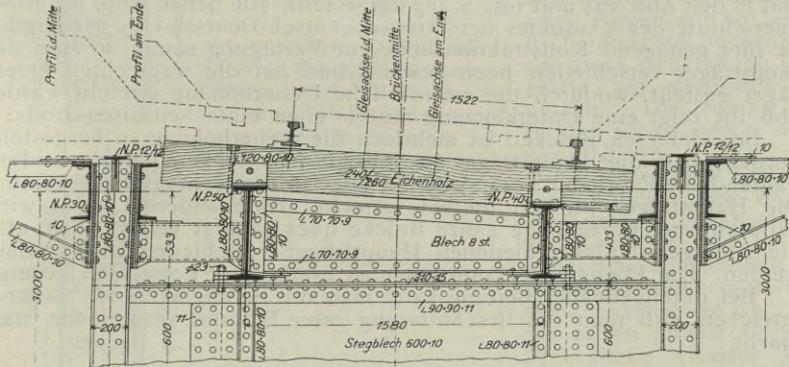


Abb. 194. Querschnitt in der gekrümmten Strecke.

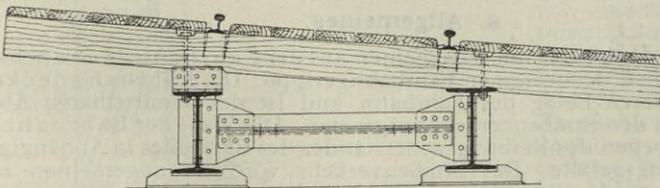


Abb. 195.
Schrägstellung
der Schwellen
in der Kurve.

20 × 25 cm Querschnitt innerhalb der Schienen angeordnet, die nach den Schienen zu oben durch Winkeleisen 80-80-12 gesäumt sind. Der übrige Teil der Fahrbahn ist durch Holzbohlen von rd. 6 cm Dicke abgedeckt.

Die Konstruktion der Sicherheitsschwellen auf dem Viadukt der Bahnlinie Fentsch-Deutsch-Oth (Abb. 193) unterscheidet sich von der soeben beschriebenen nur dadurch, daß die Schwellen durch \sqcup -Eisen N. P. 18 nach der Schiene zu geschützt sind.

Bei Anordnung von Buckelplatten oder Belageisen ist eine besondere Sicherung gegen Durchbrechen nicht erforderlich.

Zur Sicherung gegen Feuersgefahr infolge Zündung durch die Funken der Lokomotive ist der Holzbelag am besten mit verzinktem Riffelblech von 5—7 mm Stärke abzudecken. Zur Milderung des Geräusches beim Befahren kann eine dünne Kiesschicht aufgebracht werden.

An den Landanschlüssen bzw. zwischen zwei Ueberbauten sind an den Stellen, wo bewegliche Auflager vorhanden sind, Ausdehnungs-Vorrichtungen an den Schienen anzuordnen, die auch als Auszugs-Vorrichtungen bzw. Schienenausgleich bezeichnet werden. Sie müssen ein sicheres Ueberfahren der Züge gestatten und dürfen keine Lücken aufweisen, die ein Entgleisen der Räder bewirken könnten. Ein Beispiel solcher Auszugsvorrichtung, das von der Havelbrücke in Brandenburg entnommen ist, zeigt Abb. 192, S. 164. Das Zwischenstück, auf das das Rad geleitet wird, ist auf der einen Seite fest mit der Schiene verschraubt und kann mit ihr an der Bewegung durch die Ausdehnung ungehindert teilnehmen, doch so, daß das Rad ohne Stoß auf die festliegende Schiene übergeleitet wird. Bolzen mit Langlöchern bewirken die nötige Verbindung.

Eine besondere Fahrbahnanordnung ist häufig erforderlich, wenn die Brücke in einer Kurve liegt.

Es handelt sich hierbei meist darum, die Ueberhöhung der äußeren Schiene herzustellen. Dies kann entweder dadurch geschehen, daß die äußere Schiene unterklotzt wird oder daß die Querträger entsprechend der Ueberhöhung schräg gestellt werden. Verschiedene Anordnungen sind in den Abb. 194 und 195, S. 165 dargestellt, von denen Abb. 194 einen Querschnitt des Viaduktes der Strecke Fentsch-Deutsch-Oth wiedergibt. Da hier genügend Konstruktionshöhe zur Verfügung stand, so sind die Längsträger verschieden hoch gewählt und auf die wagrechten Querträger gestellt, wodurch die erforderliche Ueberhöhung erreicht wurde. Abb. 195 zeigt eine Unterklotzung mittels eines einfachen Eisensattels.

Bei kleineren Brücken ist mehrfach die Ueberhöhung so hergestellt worden, daß die Hauptträger in verschiedene Höhen gelegt wurden, während die Fahrbahn normal bleibt, aber in eine schräge Lage kommt. Die Hauptträger bleiben hierbei lotrecht. Eine andere Lösung wird dadurch erreicht, daß die ganze Brücke quer geneigt verlegt wird, also die Auflager der verschiedenen Hauptträger verschieden hoch verlegt werden. Die Ebene der Hauptträger ist hierbei zur Lotrechten geneigt.

Bei durchgehender Bettung kann man die Schräglage auch dadurch erreichen, daß man die Beschotterung oder Bettung verschieden stark macht.

III. Straßenbrücken.

a. Allgemeines.

Die Fahrbahn besteht im allgemeinen aus der Fahrbahndecke nebst Unterbettung und dem eisernen Fahrbahngerippe. Die Fahrbahndecke bildet den oberen Belag der Fahrbahn und ist der unmittelbaren Abnutzung durch den Straßenverkehr ausgesetzt. Die Wahl der Fahrbahndecke steht wegen des Reibungswiderstandes des Baustoffes in Abhängigkeit zum Längsgefälle. Der Straßenverkehr wird im allgemeinen zu schwierig, wenn

Alspflaster steiler als	1 : 70,
Holzpflaster und Steinpflaster steiler als	1 : 40,
Beschotterung steiler als	1 : 20 liegen.

Dabei ist immerhin zu beachten, daß in Paris Holzpfaster auf kurzen Strecken bei Steigungen bis 1 : 20 verwendet worden ist.

Das Quergefälle der Fahrbahn liegt zwischen 1 : 100 und 1 : 25.

Außer diesen Stoffen können zur Fahrbahndecke auch Bohlen, Ziegel, Eisen verwendet werden. Die Fahrbahn-Unterbettung kann aus Holz (Bohlen, Balken), Ziegel- oder Betongewölben, Eisenbeton-Konstruktionen, Buckelplatten und Belageisen hergestellt werden. Das Fahrbahngerippe besteht aus den Quer- und Längsträgern, die jedoch außer Eisen auch aus Holz oder Beton- und Eisenbeton-Konstruktionen, namentlich bei kleineren Brücken, hergestellt werden können.

b. Verschiedene Arten der Fahrbahndecken.

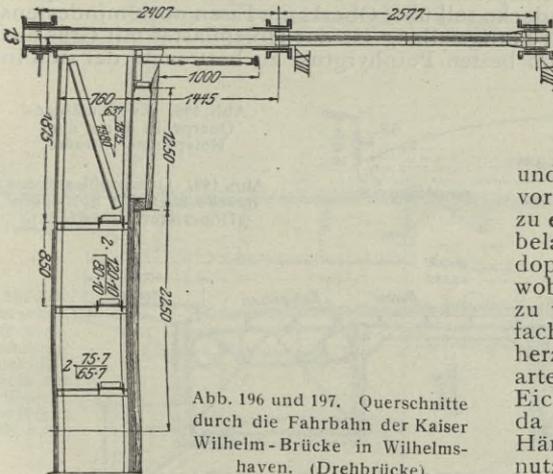
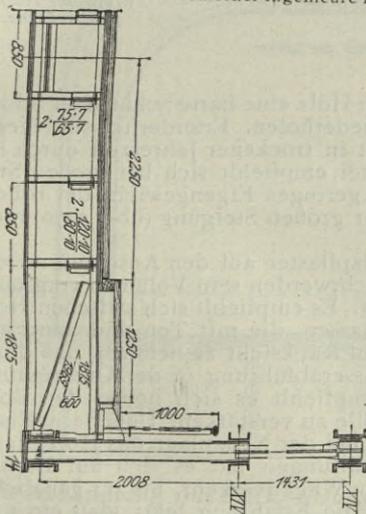


Abb. 196 und 197. Querschnitte durch die Fahrbahn der Kaiser Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven. (Drehbrücke).
Aus Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure 1909, S. 80.



Die billigste Fahrbahn ist die aus einem Bohlenbelag bestehende Abdeckung. Sie nutzt sich leicht ab, ist daher nur bei schwachem Verkehr und untergeordneten bzw. vorübergehenden Zwecken zu empfehlen. Der Bohlenbelag kann einfach oder doppelt hergestellt werden, wobei der obere Belag dicht zu verlegen ist. Auch einfacher Bohlenbelag ist dicht herzustellen. Von den Holzarten eignen sich am besten Eichenholz und Buchenholz, da diese sich infolge ihrer Härte am wenigsten abnutzen. Die Stärke der Bohlen ist zu etwa 6—10 cm anzunehmen.

Besonders bei beweglichen Brücken, wo es auf die größte Herabsetzung des Gewichtes der zu bewegenden Brückenteile ankommt, wendet man hölzerne Fahrbahnen an. Bei der neuen großen Doppel-Drehbrücke (Kaiser Wilhelm-Brücke) in Wilhelmshaven sind über die 850 mm von einander entfernten eisernen Längsträger kieferne Tragbohlen von 10 cm Stärke mit 2 cm Fugen gestreckt, und zu diesen Fugen der Tragbohlen versetzt, also auch quer zur Brückenachse eichene Schutzdielen von 6 cm Dicke (Abb. 196 u. 197) genagelt.

Eine recht dauerhafte, kaum Erschütterungen her-

vorrufende und wegen der Geräuschlosigkeit empfehlenswerte Fahr-
bahndecke ist das Holzpflaster. Es wird meist aus ausländischen
Holzarten, schwedische Kiefer, Tallowood u. ähnl., hergestellt und zwar
in nicht zu geringer Höhe, nämlich ungefähr 10–15 cm hoch. Die ein-
zelnen Klötze sind sorgfältig nach Jahresringen und Kern zu sortieren,
damit die benachbarten Oberflächen möglichst gleiche Festigkeit auf-
weisen. Die Länge der Klötze soll nicht über 25 cm sein, die Dicke (in
der Fahrrichtung) 8–10 cm. Die Fugen in der Querrichtung der Brücke,
die mit Zementmörtel zu vergießen sind, erhalten eine Breite von 6–8 mm,
die Stoffugen werden möglichst klein gewählt, indem die Holzklötze
dicht aneinander gepaßt werden. Die Unterlage des Holzpflasters besteht
aus einer Betondecke in einem Mischungsverhältnis von Zement und
Kiessand von etwa 1:8 entsprechend dem Fahrprofil, und wird glatt
abgestrichen. Die Betondecke soll über Oberkante Eisen noch mindestens
6–8 cm stark sein. Nach Fertigstellung ist das Holzpflaster mit Grus aus
einem harten Gestein (am besten Porphyrgus) zu bestreuen, der sich in

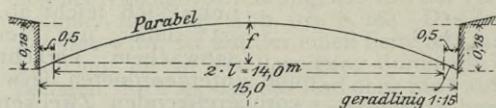


Abb. 198. Zweckmäßiges
Querprofil durch eine
Holzpflaster-Straße.

Abb. 199. Querprofil auf der
Brücke über den Stößensee
(Döberitzer Heerstraße).

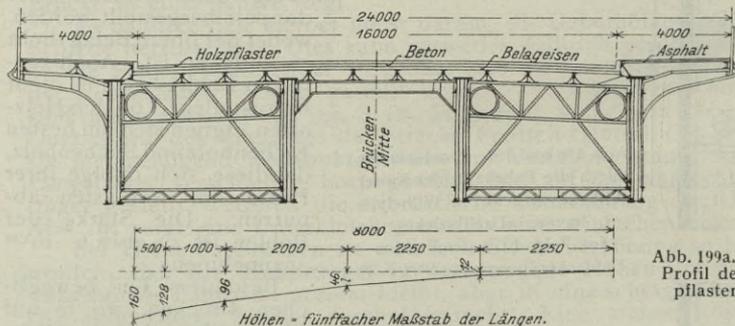


Abb. 199a. Halbes
Profil der Holz-
pflasterdecke.

die Oberfläche einfährt und so mit dem Holz eine harte Schutzhaut bildet.
Die Bestreung ist vierteljährlich zu wiederholen. Erforderlich sind hierzu
4 cbm für 1000 qm. Das Holzpflaster ist in trockener Jahreszeit durch Be-
sprengen feucht zu halten. Holzpflaster empfiehlt sich bei großen Stei-
gungen und namentlich dort, wo ein geringes Eigengewicht der Brücke
erzielt werden und Asphalt wegen der großen Steigung (über 1:70) nicht
mehr angewendet werden soll.

Besondere Rücksicht ist beim Holzpflaster auf den Anschluß an den
Bordstein zu nehmen, da es beim Feuchtwerden sein Volumen vergrößert
und infolgedessen einen Schub ausübt. Es empfiehlt sich zwischen Holz-
pflaster und Bordstein eine Fuge zu lassen, die mit Ton und Sand aus-
zufüllen ist. Bei Holzpflaster ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß durch
das Abfahren der Oberfläche die Wasserabführung in der Querrichtung
nicht geschmälert wird. Deshalb empfiehlt es sich neben den Bord-
schwellen auf 1 bis 1,5 m das Quergefälle zu verstärken. Ueber alle Eisen-
teile, z. B. Straßenbahnschienen, muß bei der Neuanlage das Holzpflaster
1 cm hervorragen. Nach meinen Erfahrungen hat es sich auf Berliner
Brücken, selbst bei ziemlich lebhaftem Wagenverkehr, bis zur gänzlichen
Erneuerung 15 Jahre gut gehalten. Die Erfahrung lehrt, daß ein nach

den Bordsteinen zunehmendes Gefälle, das also einer sehr flachen Parabel ähnelt, für die Haltbarkeit am vorteilhaftesten ist. Insbesondere sei hier

Abb. 201.
Querschnitt
der Königs-
brücke über
die Elbe bei
Magdeburg.
(D. B.-Z.
1903, S. 289).

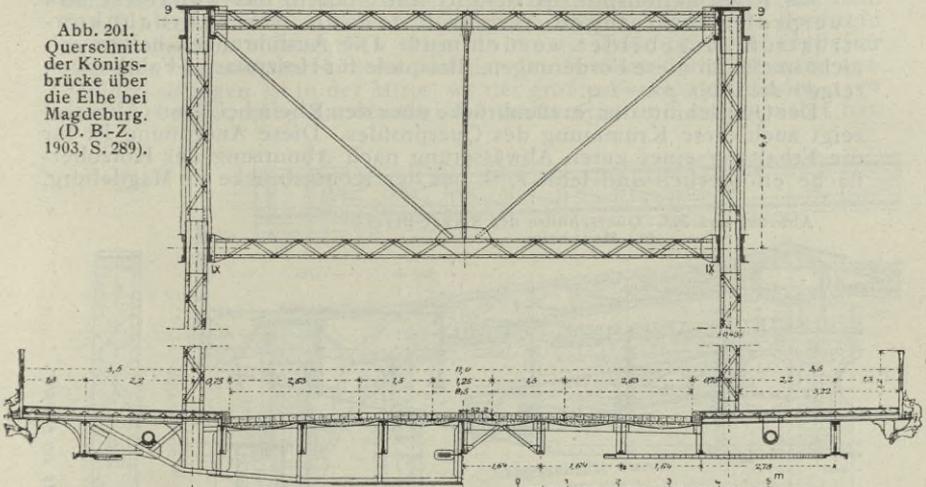
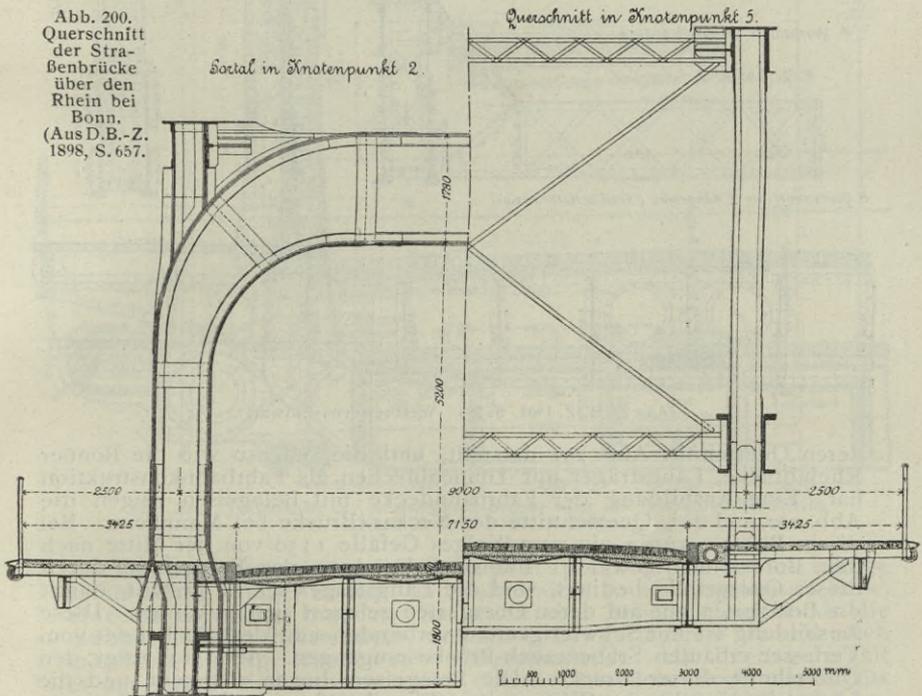


Abb. 200.
Querschnitt
der Stra-
ßenbrücke
über den
Rhein bei
Bonn.
(Aus D.B.-Z.
1898, S. 657.



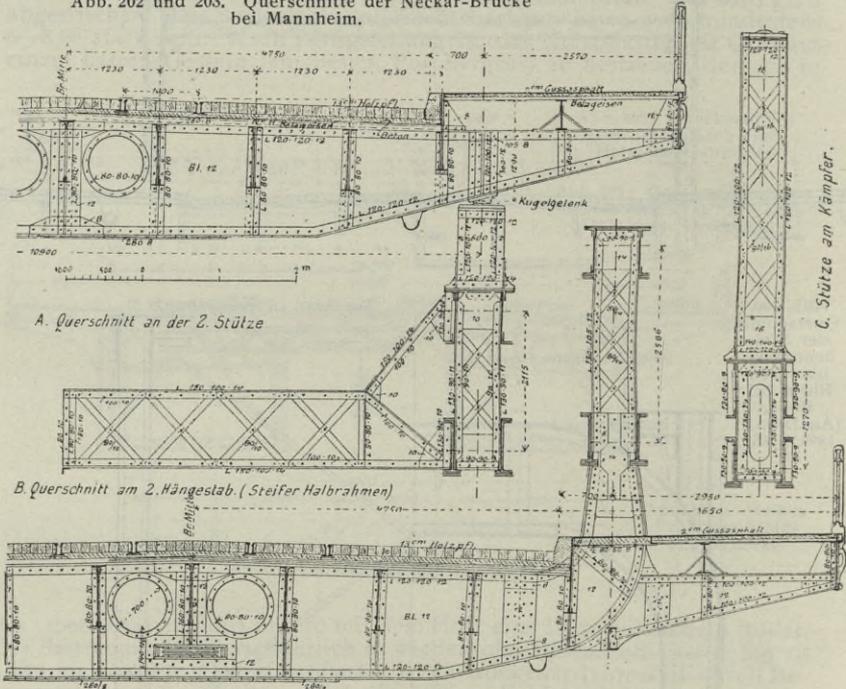
auf die Abhandlung von Pinkenburg in der Zeitschrift für Bauwesen 1902 verwiesen, der die Abb. 198 entnommen ist. Das Quergefälle der Stößensee-

Brücke, deren Querschnitt Abb. 199 wiedergibt, ist hiernach ausgebildet und durch Abb. 199a dargestellt.

Als Konstruktionsprinzip ist also festzuhalten, daß zunächst das Querprofil festzulegen ist, und danach die Fahrbahnkonstruktion ausgebildet werden muß. Die Ausführungen halten sich nicht immer an diese Forderungen. Beispiele für Holzpflaster-Fahrbahnen zeigen die Abb. 200—204.

Der Querschnitt der Straßenbrücke über den Rhein bei Bonn (Abb. 200) zeigt auch diese Krümmung des Querprofils. Diese Anordnung ist für die Erhaltung einer guten Abwässerung nach Abnutzung der Holzoberfläche erforderlich und fehlt z. B. bei der Königsbrücke in Magdeburg,

Abb. 202 und 203. Querschnitte der Neckar-Brücke bei Mannheim.



(Aus D. B.-Z. 1901, S. 286. Wettbewerbs-Entwurf).

deren Querschnitt Abb. 201 darstellt, und die, ebenso wie die Bonner Rheinbrücke, Längsträger mit Tonnenblechen als Fahrbahnkonstruktion hat. Eine Ausbildung der Fahrhandecke mit Belageisen zeigen die Abb. 202 und 203, Querschnitte der Neckar-Brücke bei Mannheim. Bei dieser Brücke wurde ein geradliniges Gefälle 1:50 von der Mitte nach den Bordsteinen gewählt. Infolge Schräglage der Belageisen, durch dieses Quergefälle bedingt, sind die Längsträger schräg gestellt, damit die Belageisen gut auf deren Obergurten gelagert werden können. Diese Ausbildung ist mit Schwierigkeiten verbunden und deshalb bei der vom Verfasser erbauten Stubenrauch-Brücke umgangen. Abb. 204 zeigt den Querschnitt dieser Brücke. Die Belageisen liegen wagrecht und die Längsträger senkrecht. Eine weitere Eigenheit besteht darin, daß gegenüber den in Abb. 200—203 dargestellten Querschnitten das Gefälle nach den eingebetteten und besonders entwässerten Straßenbahnschienen zu

angeordnet worden ist, da nicht angenommen werden kann, daß das Wasser über diese Rillen hinwegschießt. Der Stich der gewölbten Fahrbahn beträgt in der Mitte der Brücke zwischen den Gleisen 30 mm, innerhalb der Schienen 20 mm und von der letzten Schiene nach dem Bordstein 25 mm, wie Abb. 204 deutlich zeigt. In diesem Falle ist das Holzpflaster zwischen der inneren Schiene und den Bordsteinen nur 10 cm stark ausgeführt, dagegen ist in der Mitte, wo der größte Verkehr stattfindet, 13 cm Stärke gewählt, eine Anordnung, die sparsam ist und sich bewährt hat.

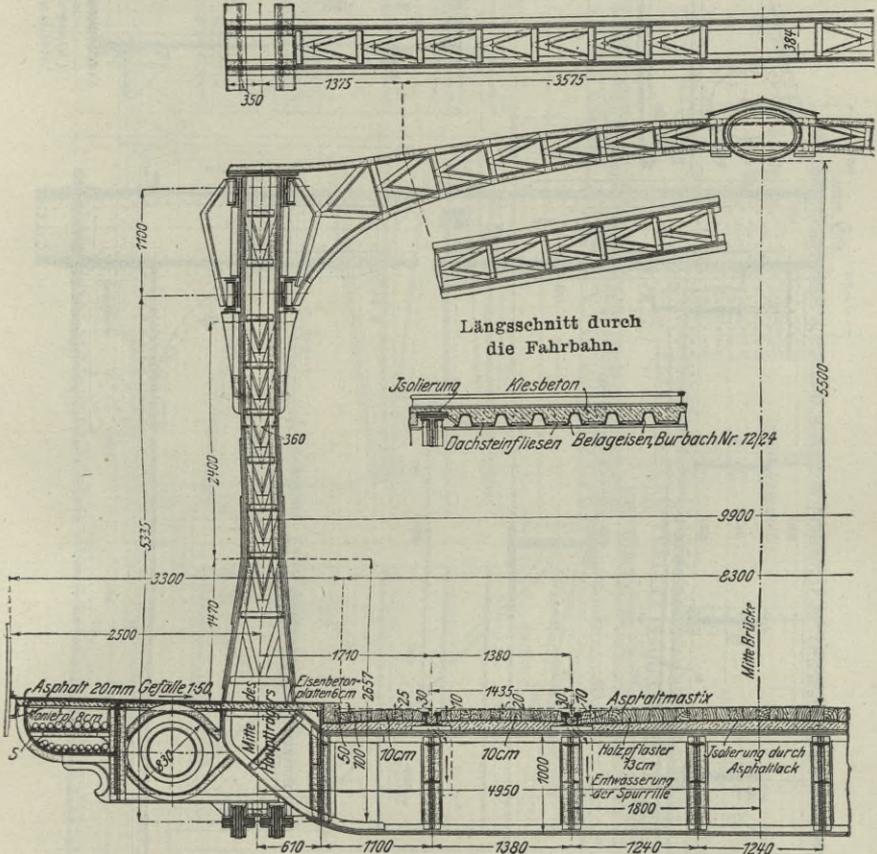
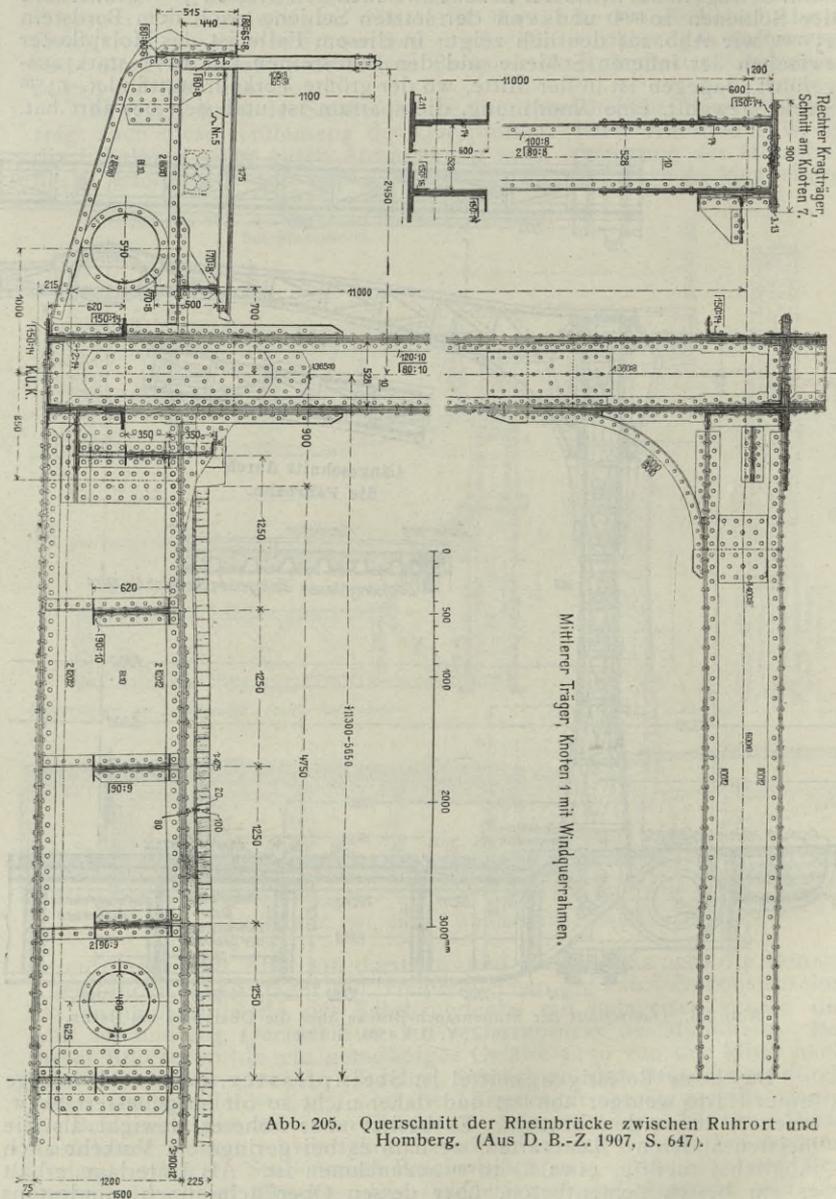


Abb. 204. Querschnitt der Stubenrauch-Brücke über die Oberspree bei Berlin.
(Nach Z. V. D. I. 1908, S. 1948).

Das beste Befestigungsmittel ist Steinpflaster, da es sich infolge seiner Härte weniger abnutzt und daher nicht so oft ausgebessert bzw. erneuert zu werden braucht. Es besitzt aber höheres Gewicht als die meisten anderen Pflasterarten, weshalb es bei geringerem Verkehr auch möglichst niedrig, etwa 8–10 cm anzunehmen ist. Als Unterlage erhält es am besten Zementbeton, über dessen Oberfläche noch mindestens 3–5 cm Sand zur Ausgleichung der verschiedenen Steinhöhen und zur Verringerung der Stoßwirkung aufzubringen ist.

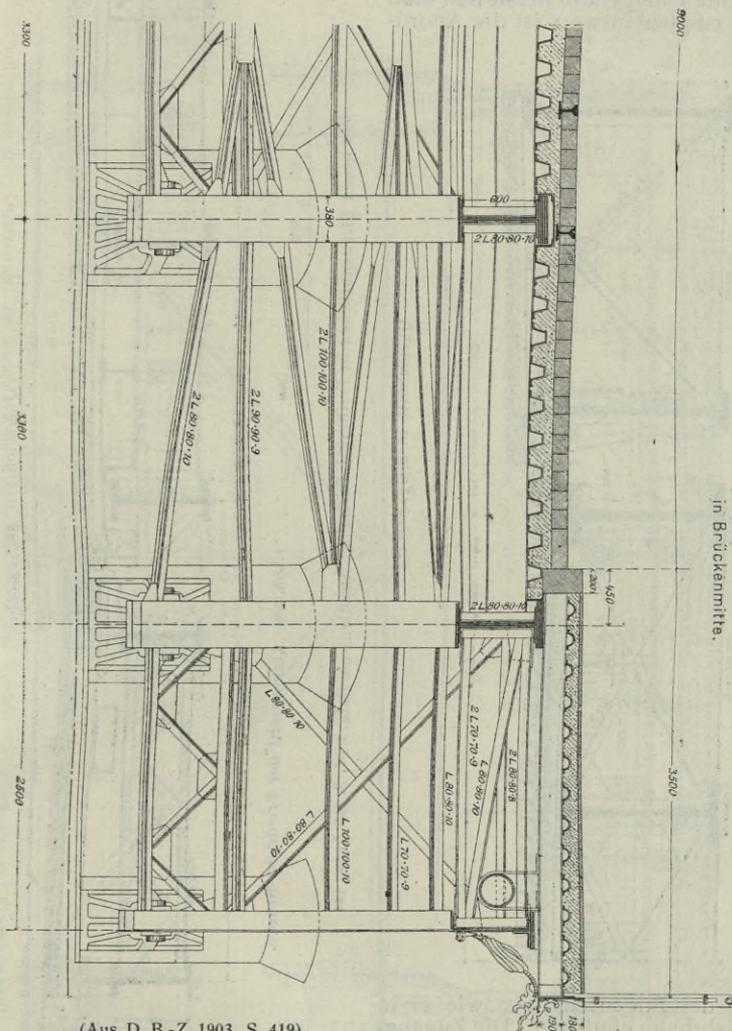
Die Breite der parallelepipedischen Steine beträgt etwa 10–20 cm,

die Länge 10–25 cm und die Höhe 10–15 cm. Die Reihen werden gewöhnlich quer oder schräg zur Brückenachse angeordnet, so daß in der



Fahrriehung wie bei Holzpflaster nicht die schmale Seite der Steine zu liegen kommt. Die geringste Höhe des Betonbettes soll auch hier min-

destens 6—8 cm betragen. Eine Reihe von Ausführungsbeispielen zeigen die Abb. 205—210. Der Querschnitt der Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg, Abb. 205, zeigt Steinpflaster auf querliegenden Belageisen, das Quergefälle ist geradlinig von Fahrdammmitte nach den Bordsteinen angeordnet. Das Steinpflaster ist bei dieser Brücke auf den Endöffnungen



angeordnet, um ein größeres Eigengewicht für die als Gerberbalken konstruierten Hauptträger zu erhalten zwecks Entlastung der größeren Nachbaröffnungen. Es ist jedoch dringend zu widerraten, verschiedenartige Pflasterungen auf einer Brücke zu verlegen, falls ihr verschiedenes Gewicht für die Standsicherheit in Frage kommt. Nur zu leicht können in späteren Jahren bei der Unterhaltung und Erneuerung der Pflasterdecke die

hierfür in der Praxis in Betracht kommenden Organe Fehler machen, durch welche zum mindesten die beabsichtigte Wirkung aufgehoben wird. Abb. 206 zeigt den Querschnitt der Kaiser-Brücke in Freiburg im Breisgau. Hier sind die Belageisen auf Zwischenquerträger in die Längsrichtung gelegt, wodurch sich leicht das gewünschte Quergefälle herstellen läßt. Nicht empfehlenswert ist die Anord-

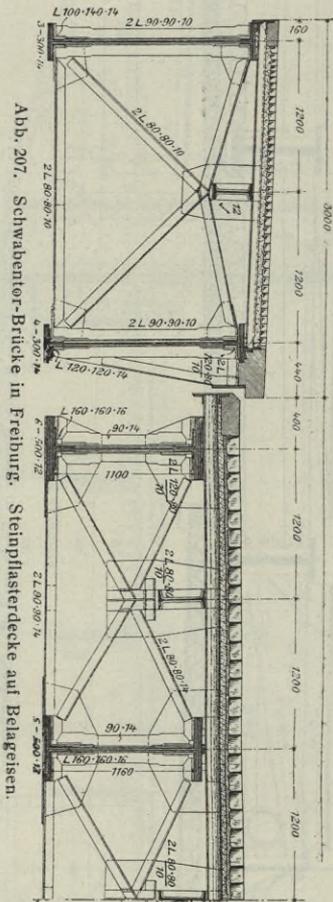
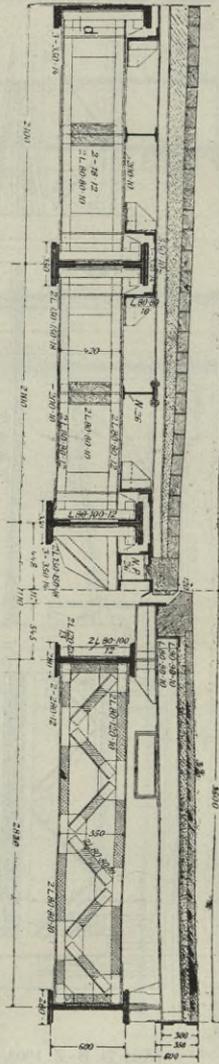


Abb. 207. Schwabener-Brücke in Freiburg. Steinplasterdecke auf Belageisen.

Querschnitt in Brückennitte

Die neuen Straßenbrücken in Freiburg i. Breisgau. Aus Deutsch. Bztg. 1903, S. 419 bezw. 444.

Abb. 208. Querschnitt der Friedriehs-Brücke.



Querschnitt in Brückennitte.

nung des Bogenscheitels, wie er in die Fahrbahn eindringt. Die Zugänglichkeit aller Eisenteile der Hauptkonstruktion muß stets so bequem wie möglich sein, was hier nicht der Fall ist.

Eine abweichende Anordnung der Fahrbahnkonstruktion zeigt der Querschnitt der Straßenbahnbrücke in Worms (Abb. 209). Auf den durchgehenden Fachwerkträgern liegen Flachbleche darauf die Betondecke. Eine Anordnung auf Buckelplatten zeigt Abb. 210, nach welcher

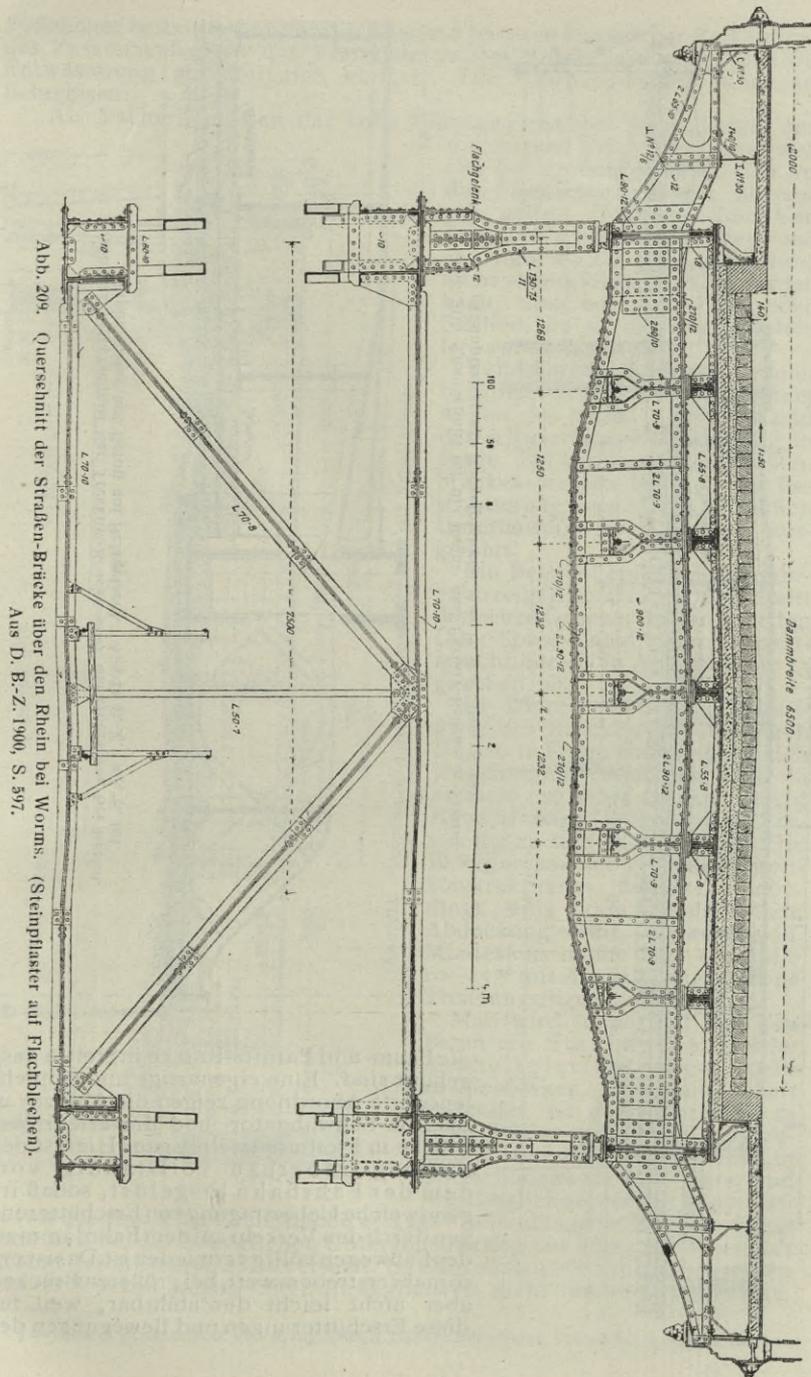


Abb. 209. Querschnitt der Straßen-Brücke über den Rhein bei Worms. (Steinplaster auf Flachblech).

Aus D. B.-Z. 1900, S. 397.

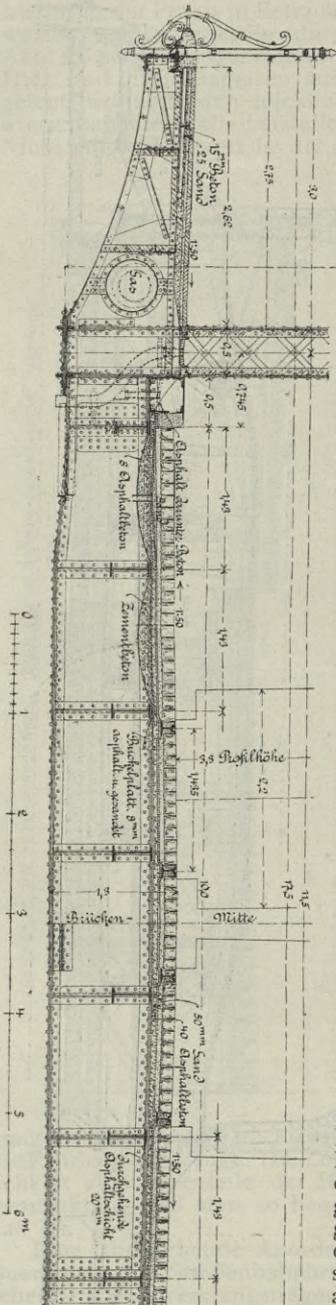


Abb. 210. Querschnitt für die Baum- und Parnitz-Brücke in Stettin.
(Steinplaster auf Buckelplatten. Aus D. B.-Z. 1905, S. 185).

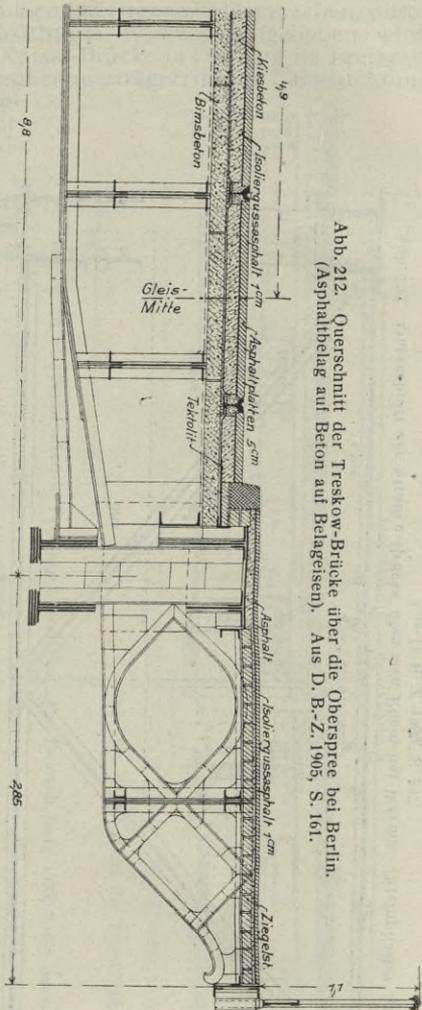


Abb. 212. Querschnitt der Teskow-Brücke über die Oberspre bei Berlin.
(Asphaltbelag auf Beton auf Belagisen). Aus D. B.-Z. 1905, S. 161.

die Baum- und Parnitz-Brücke in Stettin ausgeführt sind. Eine eigenartige und empfehlenswerte Anordnung zeigen die Abb. 207 u. 208, die Schwabentor- und die Friedrichs-Brücke in Freiburg im Breisgau. Hier ist der Fußweg-Ueberbau vollständig von dem der Fahrbahn losgelöst, sodaß irgendwelche Uebertragung von Erschütterungen durch den Verkehr auf dem Fahrdamm zu den Fußwegen völlig vermieden ist. Das ist um so mehr erstrebenswert, bei größeren Brücken aber nicht leicht durchführbar, weil für diese Erschütterungen und Bewegungen der

Fußgänger besonders empfindlich ist und leicht in ängstlicher Verkennung des Zusammenhanges das Vertrauen zu der Brücke verliert. Auch die Entwässerung gestaltet sich einfach. Die Fahrbahndecken ruhen auf Belageisen.

Als Nachteil müssen das hohe Eigengewicht des Steinpflasters und

die starken Erschütterungen, welche bei großem Verkehr sich auf die Eisenkonstruktionen übertragen, gelten. Bei schwachem Verkehr, bei steilen Steigungen, und an Orten, wo auf die Unterhaltung nicht so sorgfältig geachtet werden kann, also entfernt von großen Städten, ist es dagegen empfehlenswerter als Holz.

Fahrbahn aus Schotter kommt bei größeren Brücken wohl seltener wegen des hohen Gewichtes und der schwierigen Entwässerung in Frage. Bei kleineren Landstraßenbrücken werden Brücken mit Beschotterung wegen der einfachen Unterhaltung noch häufiger ausgeführt.

Ein Beispiel einer Schotterfahrbahn zeigt Abb. 211, der Querschnitt der neuen Gosener Brücke über den Oder-Spree-Kanal, deren Gesamtansicht bereits in Abb. 16 Seite 13 gegeben ist.

Es könnte auch eine Befestigung der Brückenfahrbahn durch Beton in Frage kommen, der sich jedoch nicht empfehlen wird, da er sich zu sehr abnutzt, leicht Risse bekommt und daher der Zerstörung zu sehr ausgesetzt ist. Die Bewegungen der größeren Eisenkonstruktionen verbietet unbedingt eine zusammenhängende Abdeckung mit Zementbeton. Mindestens müßte man etwa alle 10—15 m mit Asphalt ausgegossene Trennungsfugen anordnen.

Man wird immer gut tun, den Beton mit Stampfasphalt oder Asphaltplatten von 5 cm Stärke zu überdecken. Falls man Asphalt anwendet, ist der Unterbeton in einer Stärke von 10—13 cm auszuführen. Bei der Treskowbrücke in Oberschöneweide¹⁾, Abb. 212, sind ursprünglich gepreßte Asphaltplatten

von quadratischer Grundfläche und 25 cm Seitenlänge verwendet. Diese haben sich bei der beweglichen Unterkonstruktion aus Eisen nicht bewährt und sind durch Stampfasphalt ersetzt. Im Ganzen ist auch Asphalt bei großen eisernen Brücken wegen deren Beweglichkeit nicht immer zu empfehlen.

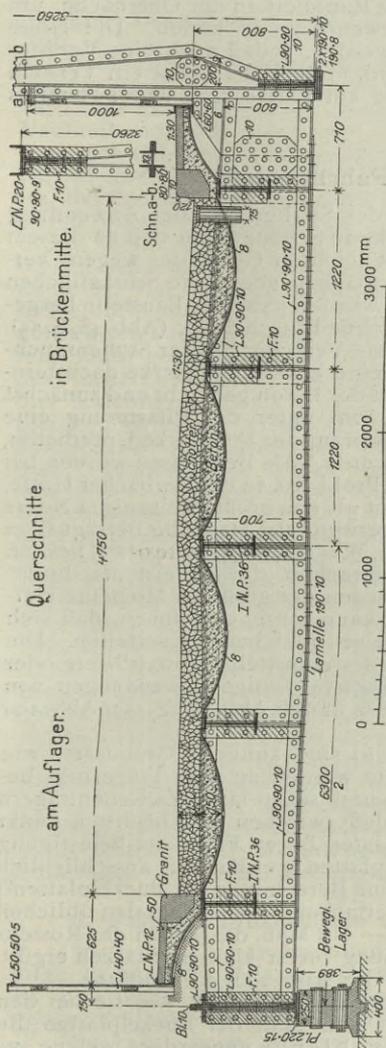


Abb. 211. Querschnitt durch eine Straßenbrücke mit Schotterbahn.

¹⁾ Bernhard. Zeitschrift d. Ver. d. Ing. 1905, S. 1268 (Sonderdruck, Verlag Jul. Springer, Berlin).

Dahingegen scheint das in England und Amerika erprobte und neuerdings auch in Deutschland eingeführte Quarrite- und Bitulithic-Pflaster für Brückenfahrbahnen beachtenswert. Diese aus einem innigen Gemisch von Kleinschlag mit präpariertem Teer bestehende Pflasterung hat neben dem Vorzug absoluter Wasserdichtigkeit bei einem günstigen Grade von Weichheit eine hinreichende Rauheit in der Oberfläche, um noch bei sehr starken Steigungen Verwendung zu finden. Die Höhe über Eisen kann sehr gering gehalten werden, sodaß auch eine Verminderung des Eigengewichtes möglich wird. Jedenfalls dürfte ein Versuch für Brücken mit leichtem Verkehr sehr am Platze sein und zweifellos Aussicht auf Erfolg haben.

c. Ausbildung der Fahrbahntafel.

Wesentlich ist die Ueberdeckung der Spalten bei der Anwendung von Belageisen. Bei der Treskowbrücke in Schöneweide sind zu diesem Zwecke Keilstücke aus Bimsbeton (des leichten Gewichtes wegen) verwendet worden, die sich mit ihren Keiflächen gegen die Schrägflächen der Belageisen legen. Diese Formsteine wurden nahe der Baustelle hergestellt und gestatteten schnelles Verlegen ohne Einschalung. (Abb. 48, S. 55).

Billiger ist die Ueberdeckung, wie sie Verfasser bei der Stubenrauchbrücke¹⁾ bei Berlin gewählt hat, durch eine etwa 1,5^{cm} starke dachsteinartige Platte (Abb. 204, S. 171). Hierauf ist der Beton gebracht und zunächst bis Belageisen-Oberkante abgeglichen, um unter der Pflasterung eine wasserdichte Abdeckung aufzunehmen, worauf der 8^{cm} starke Unterbeton, der das Holzpflaster trägt, hergestellt wurde. Als Belageisen wurden bei den beiden letztgenannten Brücken das Profil No. 12 der Burbacher Hütte, welches ein größeres Widerstandsmoment als das größte Belageisen No. 11 (Deutsches Normalprofilbuch) besitzt, verwendet. Dasselbe beträgt $W = 90 \text{ cm}^3$ ($g = 19,7 \text{ kgm}$), während N.-P. 11 nur $W = 75,9 \text{ cm}^3$ ($g = 19,0 \text{ kgm}$) besitzt.

Die Berechnung der Belageisen betrachtet diese meist als durchlaufende Träger, wobei die Endfelder wegen der größeren Momente kleinere Stützweiten erhalten sollen. Man kann ferner annehmen, daß sich die Lasten auf mindestens zwei Belageisen gleichmäßig verteilen. Die Befestigung der Belageisen erfolgt entweder unmittelbar durch Niete oder mittels Klemmschrauben oder Klemmplatten. Einige Anwendungen von Fahrbahnen mit Belageisen wurden bereits in den Abb. 160 S. 152, Abb. 199 S. 168 und Abb. 202—208 gezeigt.

Was die Buckelplatten betrifft, so sind ähnliche Grundsätze wie bei Eisenbahnbrücken zu beachten. Sie werden an dem Trägerrost, bestehend aus den Quer-, Längsträgern und sekundären Zwischenträgern befestigt und mit Beton ausgefüllt, sodaß zwischen dem höchsten Punkt der Buckelplatten und Unterkante Pflaster bzw. Fahrbahn-Befestigung noch 6—8^{cm} verbleiben. Die Buckelplatten werden fast ausschließlich hängend, selten stehend angeordnet. Eine Berechnung der Buckelplatten²⁾ ist in der Regel nicht erforderlich, da erfahrungsgemäß bei den üblichen Abmessungen 6—8^{mm} Stärke genügen, — ein Maß, das wegen des Rostens anzunehmen ist, während die Berechnung meist kleinere Stärken ergibt. Anwendung der Buckelplatten zeigen die Abb. 200, 201 und 210.

Um nicht die vielen Fahrbahnträger zu bekommen, wie sie bei den Buckelplatten erforderlich werden, hat man statt der Buckelplatten die sogen. Tonnen-, Mulden- oder Hängebleche angeordnet, welche aus einem tonnenförmigen Teil mit anschließenden halben Buckelplatten bestehen (vergl. S. 159). Man hat Tonnenbleche bis 9^m Länge ausgeführt. Neben dem Vorteil der Ersparnis an sekundären Querträgern ergibt sich der Nachteil, daß die Masse der auszufüllenden Mulden und damit

¹⁾ Bernhard. Zeitschrift d. Ver. d. Ing. 1908. 1948.

²⁾ Vergl. Handb. d. Ing.-Wiss., II. Bd., 3. Abt., S. 213.

das Gewicht der Fahrbahn sehr groß wird. Zur Aufnahme des Horizontalzuges der Hängebleche sind die Längsträger gegeneinander abzusteuern.

Die Spannweite der Tonnenbleche kann bis 2^m ausgeführt werden, ihr Pfeil ist zu $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ ihrer Breite anzunehmen.

Eine Anwendung dieser Art von Fahrbahn zeigt Abb. 180 S. 159 und Abb. 37 S. 41.

Überall wo das Fahrbahngerippe durch eine zusammenhängende Eisenbaut, wie bei Buckelplatten und Tonnenblechen und dergl. abgedeckt wird und damit Beton als Unterlage der Fahrbahndecke dient, tritt der Nachteil auf, daß durch den dichten Verschuß von unten der Ablauf etwa sich zwischen Beton und Eisenblech sammelnden Wassers unmöglich ist, daß dieses leicht friert und für Pflaster und Eisenblech gleich verderblich ist. Bei Buckelplatten sind deshalb an den tiefsten Punkten Löcher gebohrt, durch welche ein Abzug des Wassers möglich ist. Als ausreichend ist dieses Mittel nicht anzuerkennen. Besser ist der Vorschlag, die Tonnenbleche aufzulösen in einzelne Streifen von 15—20^{cm} Breite, zwischen denen so viel Platz gelassen ist, etwa 10^{cm}, daß sich der Beton darüber frei einbringen läßt und nicht von unten ganz abgeschlossen ist. Am günstigsten auch nach dieser Richtung hin sind die Belageisen. Jedenfalls muß dafür gesorgt werden, daß das Wasser, welches in die Unterbettung des Pflasters dringt, ablaufen oder verdunsten kann. Flachblech-Abdeckung mit Walzträgern armiert als Unterlage von Beton verdienen aus den gleichen Gründen vermieden zu werden, wie jede zusammenhängende Eisenfläche. Vor Allem ist Wellblech, welches als flaches Wellblech und Trägerwellblech früher viel zur Anwendung gebracht ist, ganz zu vermeiden. Die Wellbleche besitzen noch den Nachteil des leichteren Durchrostens, falls sie nicht genügend stark gewählt werden. Sie werden jetzt zu Fahrbahnen fast gar nicht mehr angewendet.

Statt der Abschließung des Trägerrostes durch Eisen als Formeisen oder als Blech werden in neuerer Zeit Eisenbetontafeln in Form von Platten oder Rippenplatten verwendet. Der Beton erhält Einlagen aus Rundeisen, Flacheisen oder Profileisen, welche die Zugkräfte, die sonst dem Beton zufallen würden, aufzunehmen haben. Man kann die Platten ähnlich den Decken im Hochbau zwischen die Träger spannen, die hierbei eine viel geringere Stärke als Gewölbe ohne Eiseneinlagen erhalten können. Bezüglich der Beispiele dieser Art wird auf die zahlreichen Veröffentlichungen verwiesen.

Bei großen eisernen Brücken wird das sehr in Betracht kommende Eigengewicht einerseits der Anwendung solcher Konstruktionen im Wege stehen, andererseits muß erst längere Erfahrung lehren, ob durch die Schwingungen und Deformationen infolge Verkehr und Wärme für die reinen Eisenbeton-Unterbettungen nicht Schäden entstehen, die durch das Eindringen der Straßenfeuchtigkeit allmählich gefährlich werden können.

d. Fahrbahnanschlüsse und Ausdehnungsvorrichtungen.

Durch die Wärmeschwankungen und elastischen Formänderungen infolge wechselnder Belastungen ändern die eisernen Brücken ihre Länge. Es muß ihnen deshalb die Möglichkeit gegeben werden, diesen Bewegungen frei oder doch wenigstens ohne erhebliche Widerstände zu folgen.

Die Fahrbahnen müssen vor allem Längsverschieblichkeit an bestimmten Punkten gestatten und zwar einerseits wegen der oben erwähnten Längenbewegungen der Eisenkonstruktion, andererseits weil eine Drehung am Stützpunkte und an den Gelenken stattfindet. Um letztere möglichst klein zu machen, müssen die Gelenke bei Straßenbrücken möglichst nahe der Fahrbahndecke liegen. Es ist dann sogar zuweilen zulässig, auf besondere Fugen in der Fahrbahn zu verzichten. Man wird überhaupt dahin streben müssen, die schwierig zu unterhaltenden Ausdehnungs-

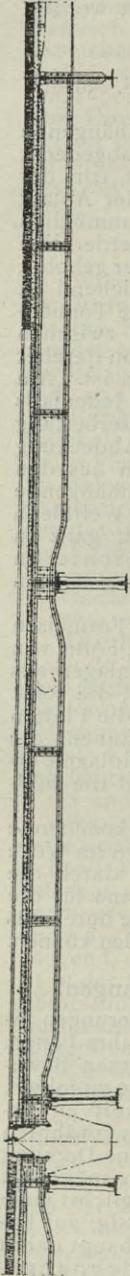
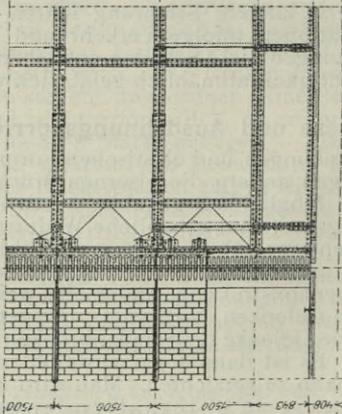


Abb. 217 u. 218. Fahrhauausbildung und bewegl. Anschluß. Brücke über die Süderelbe in Harburg. Wettbewerbs-Entwurf. Deutsch. Bztg. 1897, S. 149.



Querschnittszeichnung d. Fahrhauausbildung und d. Einbauweise.

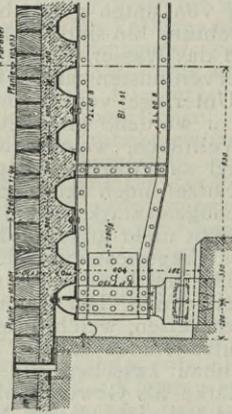


Abb. 216. Bewegl. Fahrhauabschluß. Straßenbrücke in Mannheim. (Wettbewerb „Freie Bahn“). Deutsch. Bztg. 1901, S. 288.

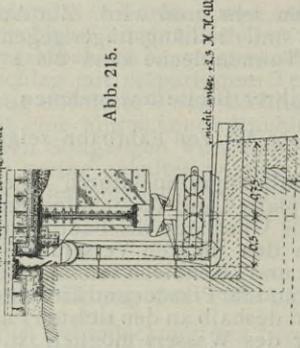


Abb. 215.

Querschnittszeichnung d. Fußmauer.

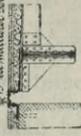


Abb. 214.

Abb. 215 u. 214. Einzelheiten der Baum- und Parnitz-Brücke über die Oder in Stettin. (Deutsche Bauztg. 1906, S. 188). Vergl. Querschnitt Abb. 210, S. 176).

Abbildung 213—218.

Verschiedene Formen des Fahrhau-Anschlusses an das Widerlager über dem beweglichen Auflager zum Ausgleich der Temperatur.

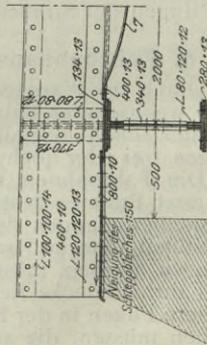


Abb. 213. Beweglicher Fahrhauabschluß bei Kiesbettung.

fugen, die mehr oder weniger offen sind, nach Möglichkeit in Zahl und Größe einzuschränken.

Verhältnismäßig kleine Bewegungen finden über den Gerbergelenken oder Gelenken der Bogenbrücken statt, wenn sie, wie z. B. die Kämpfergelenke, nicht ungewöhnlich tief unter der Fahrbahn liegen.

Bei der Ausbildung der Einzelheiten solcher Fugen ist zu beachten, daß sie den unvermeidlichen, besonders heftig wirkenden Stößen des Straßenverkehrs gegenüber stark genug angeordnet sind und kleinere Konstruktionsteile, die sich leicht voll Schmutz setzen können, vermieden werden, daß ferner alle Teile leicht zugänglich sind, damit, wenn einmal eine Auswechslung aus irgend einem Grunde stattfindet, diese ohne Beschädigung der übrigen Brückenteile schnell und glatt vorgenommen werden kann, daß schließlich eine leichte Beseitigung des Straßenschmutzes ermöglicht ist, da dieser ganz besonders dazu neigt, sich in den engen Zwischenräumen festzusetzen und der Beweglichkeit dann leicht Widerstand leisten kann.

Im Folgenden sollen nun verschiedene Ausführungen an Hand von ausgeführten Beispielen näher besprochen werden:

Befindet sich an einem Endpfeiler das feste Auflager einer Brücke, so handelt es sich nur darum, den Spalt zwischen Brückenende und Widerlager zu überdecken und die Fahrbahn hinüber zu führen. In einfachster Weise kann dies durch ein Blech erfolgen, wie Abb. 213 zeigt, das als unterer Abschluß des durchgehenden Kastens der Fahrbahnkonstruktion vom letzten Querträger aus landeinwärts über das Mauerwerk hinausragt. Es führt das absickernde Wasser in die Hinterfüllung ab, für deren Aufnahme-fähigkeit durch Sickerschlitze, Röhren und dergl. Sorge getragen werden muß. Dem Blech, Schleppblech genannt, gibt man eine ziemlich starke Neigung und schützt es oft noch durch eine untergelegte Asphalt-schicht. Am freien Ende wird es umgebogen, um einerseits dem Wasser den Ablauf zu erleichtern, andererseits den Eintritt von Sickerwasser zwischen Blech und Mauer zu erschweren. Dieser Anschluß eignet sich sowohl für Straßen- wie auch Eisenbahnbrücken mit durchgehender Bettung und kann auch für kurze Brücken am beweglichen Auflager angeordnet werden, wobei natürlich bei der Ausführung darauf zu achten ist, daß das Schleppblech genügend Bewegungsfreiheit erhält.

Der Auszug für Eisenbahnschienen am beweglichen Auflager wurde bereits in Abb. 192 S. 164 an dem Beispiel der Havelbrücke bei Brandenburg gezeigt.

Eine andere Ausbildung zeigen die Abbildungen 214 und 215, welche die Auszugsvorrichtungen der Baum- und Parnitzbrücke über die Oder in Stettin darstellen. Der kleine Schlitz wird dadurch überbrückt, daß an dem beweglichen Brückenende eine Platte befestigt ist, die auf dem festen Teil schleift. Besonders einfach ist die Konstruktion, wie Abb. 214 darstellt, für den Abschluß des Fußweges. Für die Fahrbahn gestaltet sie sich schon etwas verwickelter, da hier, wie eingangs erörtert, Rücksicht auf die Fortschaffung des durchsickernden Schmutzes genommen werden muß. Sowohl auf der Land- wie auch auf der Brückenseite sind an den äußersten Teilen Tropfbleche angeordnet, damit das Wasser, ohne an der Konstruktion abzulaufen und hier die Rostbildung zu fördern, in die Rinne frei abtropfen kann. Diese muß ebenfalls leicht zugänglich, möglichst weit und ohne scharfe Knickungen sein, damit auch der steife Brei des Straßenschlammes keine Verstopfungen herbeiführen kann.

Abb. 216 zeigt den Abschluß der neuen Neckarbrücke in Mannheim. Da diese eine Zweigelenkbogenbrücke ist, so war nur eine verhältnismäßig geringe Beweglichkeit der Fahrbahn an den Enden notwendig. Die Brückenbahn ist hier durch ein Flachblech mit aufgenietetem Winkel-eisen abgeschlossen, und das Holzpflaster ist oben soweit ausgespart, daß der wagrechte Schenkel des L-Eisens, durch das die Uferbefestigung abgeschlossen wird, in dieser Aussparung schleift.

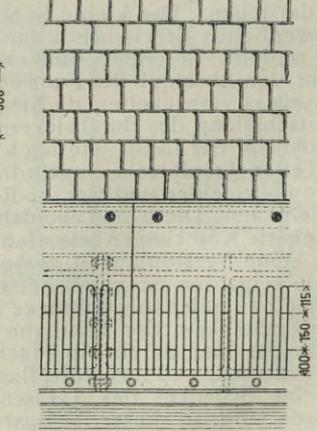
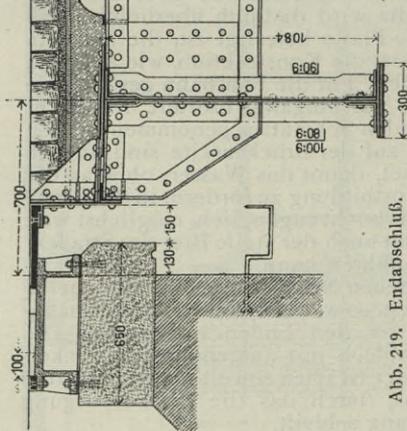
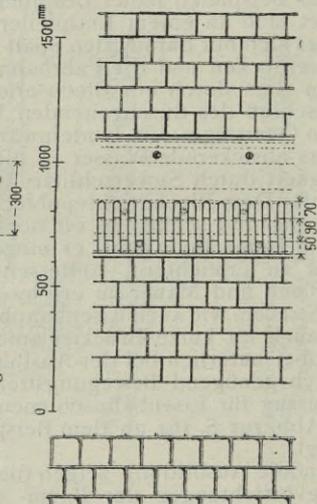
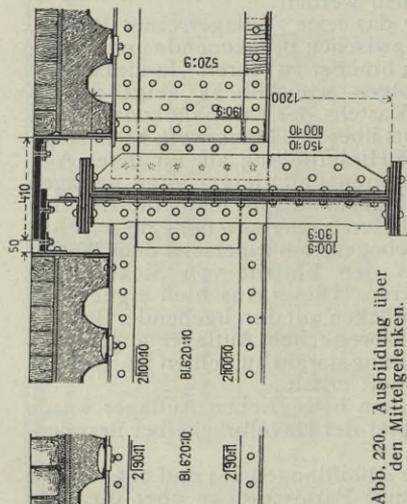
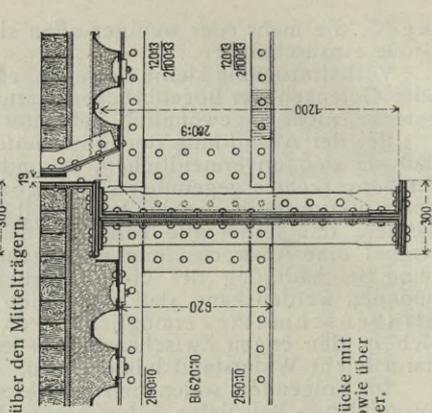
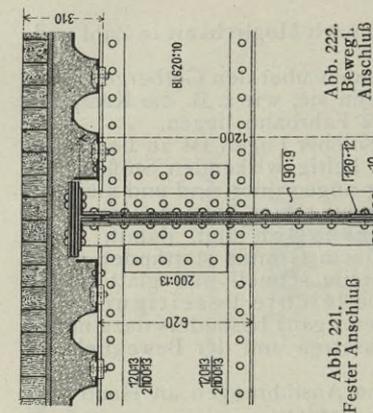


Abb. 219—222. Brücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg. Auslegerbrücke mit Gelenken. (Deutsch. Bzig. 1907, S. 647). Ausbildung der Fahrbahn, des Endabschlusses derselben, sowie über den festen und beweglichen Anschlüssen der mittleren Fahrbahnträger an die Querträger.

Umfangreichere Vorkehrungen müssen getroffen werden, wenn die erforderliche Ausdehnungsfuge wie bei großen Balkenbrücken erheblicher wird. Eine Ausführung hierfür zeigen Abb. 217 und 218, nämlich den Abschluß über dem beweglichen Auflager bei der Straßenbrücke über die Süderelbe in Harburg. Hier sind auf beiden Seiten des Schlitzes Stahl-

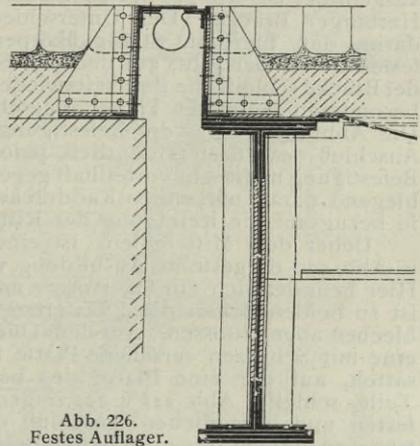
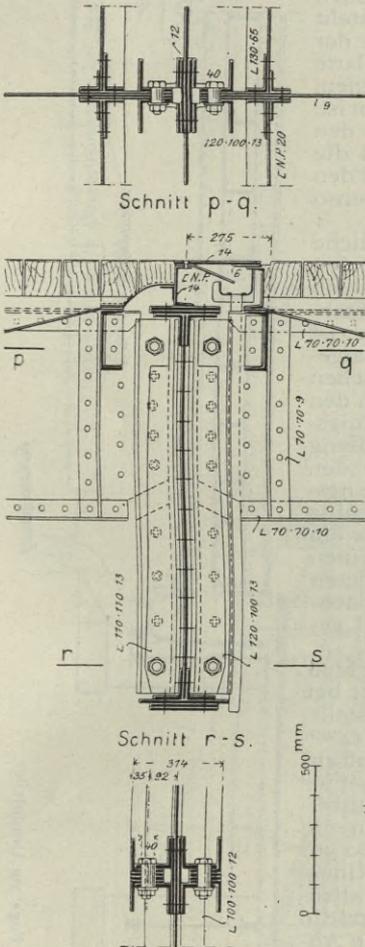


Abb. 226.
Festes Auflager.

Abb. 226 u. 227. Fulda-Brücke in Cassel. Wettbewerb
(Deutsch. Bztg. 1907, S. 521).
Abb. 227. Doppel-Dilatation am bewegl. Auflager.

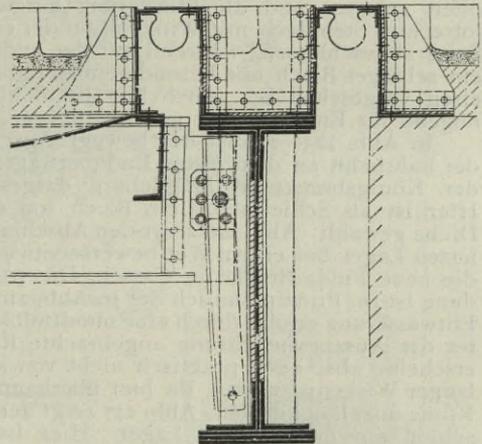


Abb. 223—225. Königsbrücke über die Elbe in Magdeburg. (Bogen mit aufgehängter Fahrbahn; Querschnitt Abb. 201, S. 169). Bewegl. Anschluß der Fahrbahn an den festen Endquerträgern.

gußkörper mit ineinander greifenden Fingern befestigt, wodurch die Bewegung frei erfolgen kann, ohne daß größere Oeffnungen entstehen, als der Zwischenraum zwischen den einzelnen Fingern. Diese Finger müssen so stark mittels Rippen nach unten ausgebildet sein, daß sie die größte Einzellast am äußersten Ende tragen können; darunter ist eine Rinne, die alle durchlaufenden Unreinlichkeiten sammelt und abführt, über deren Reinigung und Zugänglichkeit bereits oben das Beachtenswerte bemerkt ist.

Sehr lehrreiche Einzelheiten zeigen ferner die Abschlüsse und Ausgleichvorrichtungen der Auslegerbrücke mit Gelenken über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg (Abb. 219—222). Abb. 219 zeigt den Endabschluß, der ähnlich ausgebildet ist, wie bei der oben beschriebenen Harburger Brücke. Der Unterschied besteht darin, daß hier ein Stahlfußkörper auf der festen Ufermauer ruht, auf dem die Stahlplatte der Brücke schleift, die ihrerseits wieder an einem besonderen genieteten Träger angeschlossen ist. Die Abbildung zeigt die Befestigung und den Anschluß des Pflasters deutlich, jedoch ist die Befestigung nicht sehr vorteilhaft gegenüber den biegend-darauf wirkenden Raddrücken, ebenso in bezug auf die Reinigung der Rillen.

Ueber dem Mittelgelenk ist eine ähnliche in Abb. 220 dargestellte Ausbildung verwendet. Hier befindet sich ein Querträger und deshalb ist zu beiden Seiten die Pflasterung mit Stehblechen abgeschlossen. Auf dem Querträger ist eine mit Schlitzfenstern versehene Platte fest aufgesetzt, auf der eine Platte des beweglichen Teiles schleift. Abb. 221 u. 222 zeigen noch den festen und beweglichen Anschluß der Längsträger an die Querträger, letzteren zur Herstellung einer Durchschneidung der Fahrbahn über den Pfeilern. Da es hier sich um eine Bewegungsmöglichkeit von 10 mm handelt, ist der Schlitz offen gelassen und die Pflasterung durch ein lotrechtes Stehblech mit Winkeln auf der einen Seite abgeschlossen, während auf der anderen ein schräges Blech mit besonderem Saumflacheisen vorgesehen ist. Auch hier ist nicht genügend für Entwässerung gesorgt.

In Abb. 223—225 ist der bewegl. Anschluß der Fahrbahn an dem festen Endquerträger bei der Königsbrücke in Magdeburg dargestellt. Hier ist als Schleifplatte ein Blech von 14 mm Dicke gewählt. Abb. 226 zeigt den Abschluß am festen Lager bei einem Wettbewerbsentwurf für die neue Fulda-Brücke in Cassel. Die Ausbildung ist im Prinzip ähnlich der in Abb. 219, die Entwässerung erfolgt durch eine unmittelbar unter der Auszugvorrichtung angebrachte Rinne, erscheint aber auch praktisch nicht von allzulanger Wirkung zu sein, da hier überhaupt die Rinne unzulänglich ist. Abb. 227 zeigt den Abschluß am beweglichen Lager. Hier ist ein Schleifblech auf jeder Seite des Endquerträgers angeordnet, da die Fahrbahn gegenüber dem Endquerträger beweglich ist und dieser in fester Verbindung mit dem Hauptträger gegenüber dem Landpfeiler bei den beweglichen Lagern verschieblich ist.

Abb. 228 S. 186 zeigt die Ausdehnungsvorrichtung des linken Landpfeilers der Treskow-Brücke in Oberschöneweide. Sie besteht aus zwei aufeinanderschleifenden Gußstahlplatten, welche

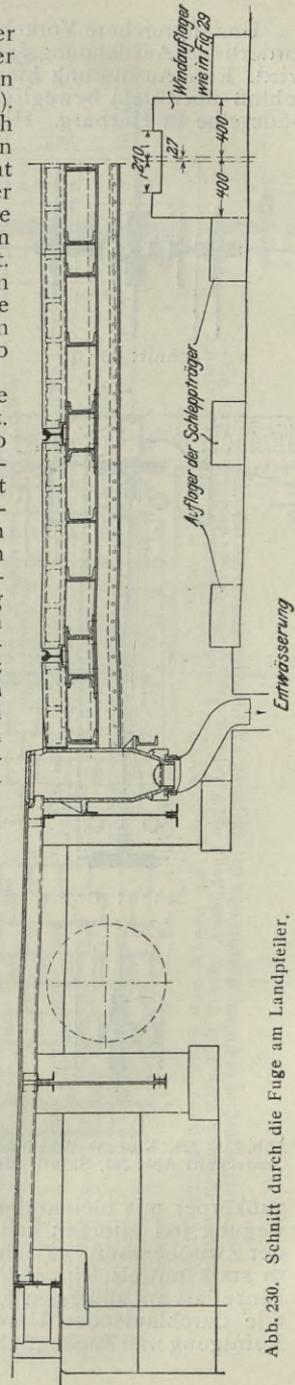


Abb. 230. Schnitt durch die Fuge am Landpfeiler.

Abb. 228-232. Fahrabmabschluß und Ausgleichvorrichtung der Treskow-Brücke in Oberschöneweide bei Berlin.

Z. V. D. I. 1905
S. 1270/71.

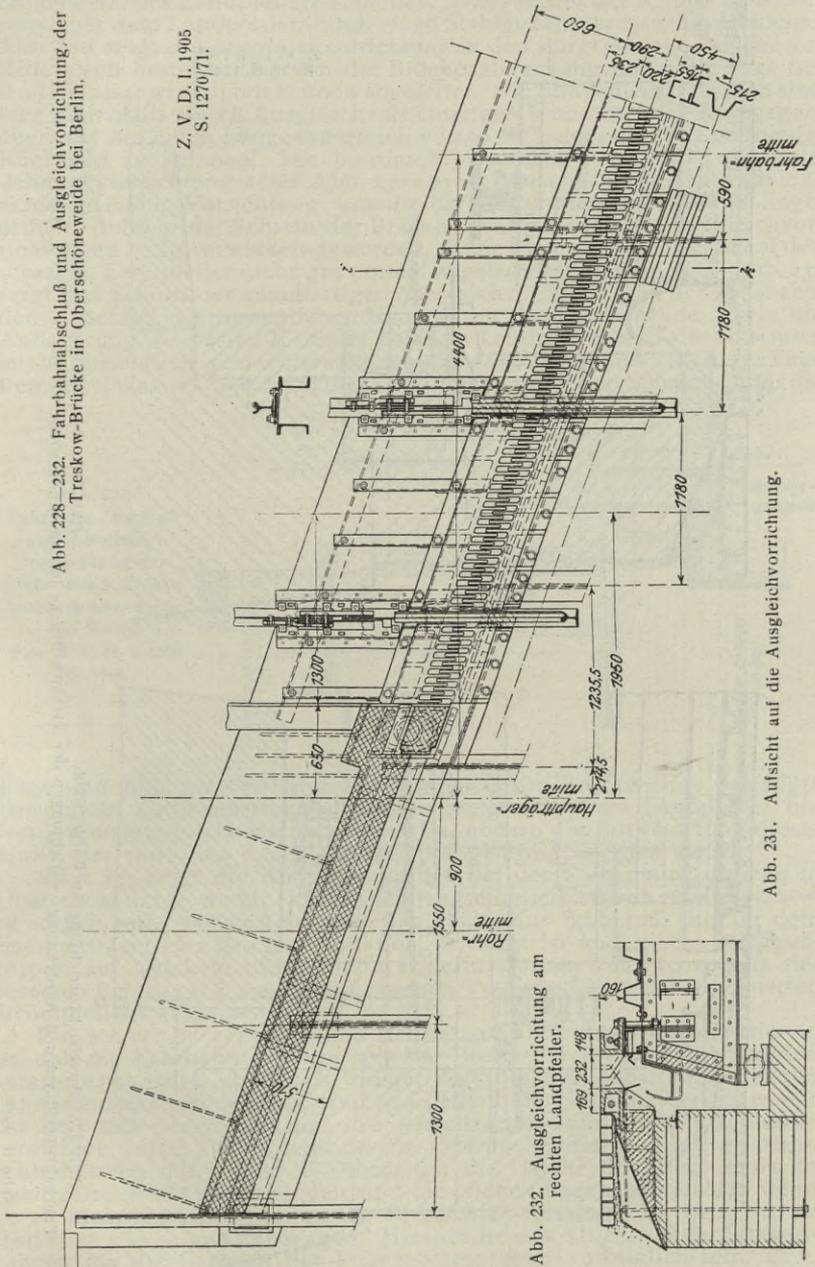


Abb. 231. Ansicht auf die Ausgleichvorrichtung.

Abb. 232. Ausgleichvorrichtung am rechten Landpfeiler.

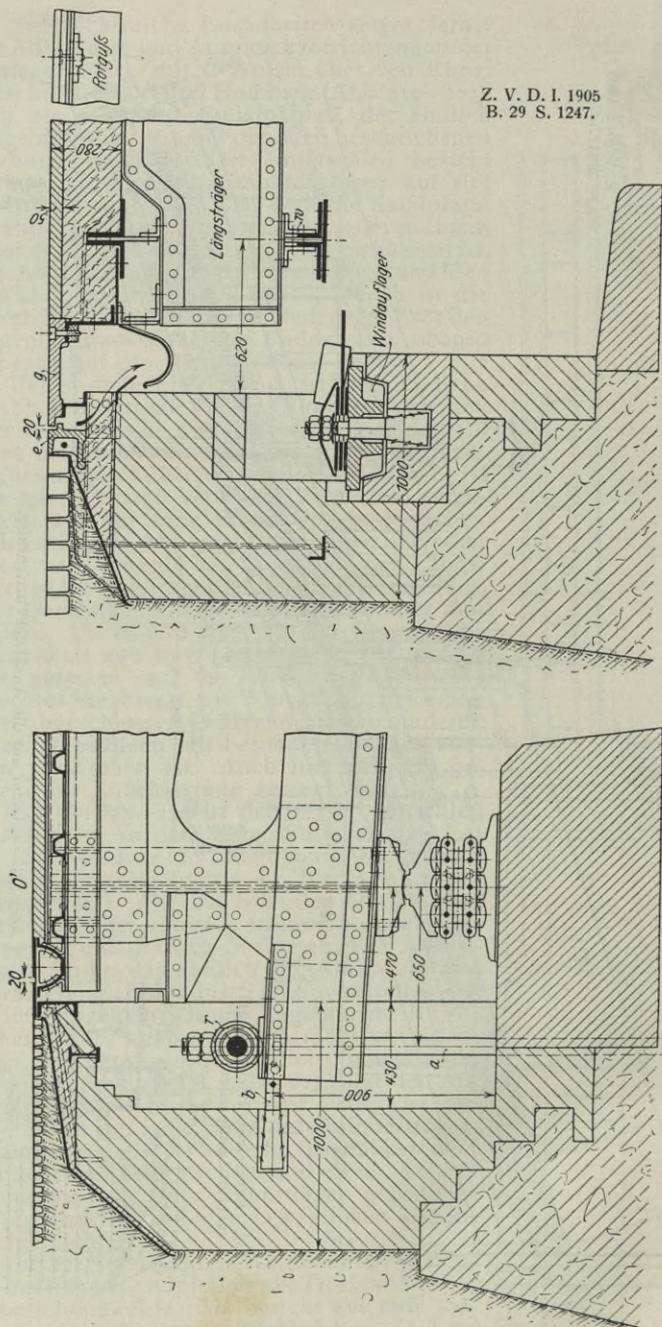
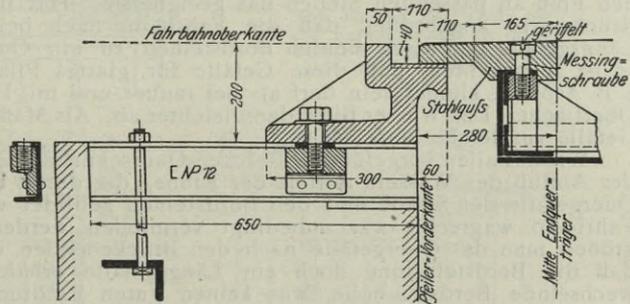


Abb. 229, Ausgleichvorrichtung im Bürgersteig-Fahrbahnschlüsse und Ausdehnungsvorrichtungen der Treskow-Brücke in Oberschöneweide bei Berlin. Aus Z. V. D. I. 1905, S. 1247.

Abb. 228, Ausgleichvorrichtung in der Fahrbahn.

die Fahrbahn am Brückenende abschließen und auf einem \perp -Eisen an Mauerwerk des Landpfeilers schleifen. Das Pflaster der Rampe ist anderseits über dem Landpfeiler durch einen Stahlgußkörper fest abgeschlossen. Abb. 229 zeigt die Ausgleichvorrichtung in den Bürgersteigen, welche aus Riffblech besteht. Das von der Brückenabdeckung durch die Fuge tretende Wasser wird durch Rinnen abgeleitet. Die Straßenbahnschienen sind hier gleichfalls durch Ausgleichvorrichtungen unterbrochen. Demgegenüber war auf einen Längenausgleich von 60 mm beim anderen Landpfeiler Rücksicht zu nehmen. Die hierdurch veranlaßte Ausbildung der Ausdehnungsvorrichtung zeigt Abb. 230—232. Zunächst ist hier die gleiche Schienenauszug-Vorrichtung unmittelbar hinter dem Landpfeiler angeordnet. Infolge der Schiefe der Brücke sind natürlich die Ausgleichvorrichtungen recht verwickelt geworden, da die Fugen mit Rücksicht auf den schrägen Landpfeiler nicht gut normal angelegt werden konnten. Abb. 232 zeigt den Schnitt der kammartigen Ausgleichvorrichtung in der Fahrbahn, den Anschluß des beweglichen Kammes an das Brückenende, sowie die Auflagerung des festen Kammes auf dem Landpfeiler und die von unten leicht zugänglich gemachten Rinnen zum Auffangen des durch die Fuge tretenden Wassers und Schmutzes. Abb. 230 stellt den Schnitt durch die

Abb. 233.
Fahrbahn-Abschluß
und Ausgleich-
vorrichtung der
Stubenrauch-Brücke
in Oberschöne-weide
bei Berlin.
Aus Z. V. D. I. 1908
S. 1948.



Fuge und Abb. 231 den Grundriß, sowie die am Brückenende befestigte bewegliche Gullykonstruktion dar, in welcher die am Landpfeiler befestigte unbewegliche Rinne gelagert ist, ebenso die Entwässerung dieses Gully, der von oben durch eine Klappe gereinigt werden kann.

Abb. 233 zeigt die Ausdehnungsfuge bei der Stubenrauch-Brücke in Oberschöne-weide, wo für eine Ausdehnungsmöglichkeit von etwa 30—40 mm zu sorgen war. Sie besteht aus einer Platte aus Stahlguß, die auf dem Endquerträger der Eisenkonstruktion befestigt ist und einem Stahlgußkörper, auf welchem diese Platte schleift. Dieser ruht seinerseits der besseren Befestigung wegen auf eisernen Trägern, die in den gemauerten Stropfteilern eingelassen sind.

Ein schwer zu vermeidender Uebelstand aller dieser Konstruktionen ist, daß die Fahrbahn auf eine gewisse Breite durch einen Eisenstreifen unterbrochen wird und nach einiger Zeit die benachbarten weicheren Fahrbahndecken abgefahren sind und deshalb der Stoß des Verkehrs mit der Zeit sich vergrößert und die benachbarten Fahrbahnteile schneller vernichtet. Man muß überdies die Oberfläche der Stahlkörper bzw. Schleifplatten mit Riffeln versehen, um die Gefahr des Ausgleitens zu verringern. Nicht zu vermeiden sind die offenen Fugen, in welchen, wenn sie zu klein sind, die Stollen der Pferde sich festklemmen, wenn sie zu breit sind, die Felgen der Wagen. Hier dürfte das Rillenmaß der Straßenbahnen für die Grenzen der Fugenabmessungen vorbildlich sein, d. h. daß sie nicht über 40 mm Breite ausgedehnt werden.

e. Entwässerung und Beleuchtung.

1. Entwässerung.

Ein Hauptgegner in der Erhaltung eiserner Straßen-Brücken sind mangelhaft angelegte Entwässerungen. Die atmosphärischen Niederschläge auf kürzestem Wege gründlich zu entfernen, ist eine leider zu oft nicht beachtete Hauptfrage für den Bestand und die Sicherheit eiserner Konstruktionen. Ist diese Regel sorgsam durchdacht und ausgeführt, so ist nach den bisherigen Erfahrungen kein Grund vorhanden, die Lebensdauer eiserner Brücken so gering zu schätzen, wie es häufig geschieht. Als Hauptpunkt ist zu beachten, daß in der Konstruktion selbst nirgends die Möglichkeit gegeben wird, Wassersäcke, das sind Sammelstellen für nicht abfließendes Wasser, zu bilden. Andererseits ist bei Straßenbrücken die Fahrbahn bestens zu entwässern, da hiervon auch die Haltbarkeit der Abdeckung, also ein Teil der Unterhaltungskosten der Brücke abhängen. Führt unter der Brücke eine von Menschen begehbbare Straße durch, so ist natürlich, falls es sich um städtische Straßen handelt, dafür Sorge zu tragen, daß eine Belästigung des Verkehrs durch abtropfendes Wasser verhütet wird. Bei Flußüberbrückungen ist die Abführung des Wassers unmittelbar in den Fluß an passenden Stellen das geeignetste. Hat man die Straßen-Brücken so angeordnet, daß die Fahrbahn nach beiden Enden ein Längsgefälle und nach beiden Bordsteinen zu ein Quergefälle erhält, so ist zu beachten, daß diese Gefälle für glattes Pflastermaterial wie z. B. Asphalt, kleiner sein darf als bei rauher und mit Fugen versehener Oberfläche. Das Wasser fließt dann leichter ab. Als Maß für die üblichen Gefälle vergleiche Seite 166 u. f.

Wie aus allen vorgeführten Brücken-Querschnitten hervorgeht, erfolgt der Abfluß des Wassers mittels der Rinne, die durch das beiderseitige Quergefälle der Straße und den Bordsteinen gebildet wird. Liegt die Fahrbahn wagrecht, was unbedingt vermieden werden muß, so vergrößert man das Quergefälle nach den Brückenenden und erreicht so, daß die Bordsteinrinne doch ein Längsgefälle erhält. Das bedingt wechselnde Bordsteinhöhe, was keinen guten Eindruck macht. Eine ratsame Lösung ist bei kleinen Brücken, wie bereits erwähnt, die bei der Freiburger Brücke ausgeführte Konstruktion (Abb. 207 u. 208 S. 174), wo der Fußweg von der Fahrbahn losgelöst ist und die Entwässerung in ganzer Länge der Brücke erfolgen kann. Man hat auch schon eine besondere Rinne zwischen Fahrbahn und Fußweg, an der Bordschwelle entlang, angeordnet, doch dürfen die Entwässerungsvorrichtungen keinesfalls dem Verkehr hinderlich sein oder durch Einfrieren des Wassers zerstört werden. Man ordnet bei größeren Brücken je nach Länge und Breite der Brücke Gullys an, Kasten aus Gußeisen, von denen die Abfallrohre abzweigen. Durch diese fließt das Wasser und läßt größere Gegenstände, welche die Abfallrohre verstopfen würden, in den vertieften Kasten zurück. Ist an den Brückenenden eine Ausgleichvorrichtung, so ist die Entwässerungsanlage mit diesen in Einklang zu bringen.

Bei der Treskow-Brücke in Oberschöneweide ist die Entwässerung in der Mitte durch die in Abb. 234—236 dargestellten Entwässerungskasten in der Weise bewirkt, daß das Wasser unmittelbar in den Fluß läuft. In den Seitenöffnungen fließt das Wasser nach den Landpfeilern und wird hier durch die Rinnen, die unter der Ausgleichvorrichtung angeordnet sind, mit Abfallrohren in den Fluß geführt. Die Anordnung ist aus den Abb. 230 und 231 deutlich zu ersehen, deren sonstige Einzelheiten bereits bei der Konstruktion der Ausgleichvorrichtungen erläutert worden ist.

Die Gullys werden zweckmäßig in den Bordstein eingebaut. Vor den Einflußöffnungen empfiehlt sich eine kleine Vertiefung, Abb. 234, damit das Wasser einen beschleunigten Abfluß erhält. Eine verbesserte Konstruktion ist in Abb. 237 u. 238 zur Darstellung gebracht, die vom Ver-

fasser für die Stößenseebrücke entworfen wurde. Hier ist im Gully noch ein oben durchlöcherter Bleicheimer angebracht, der sich zur leichteren Reinigung herausnehmen läßt. Diese Bauart kommt in Frage, wenn der Inhalt

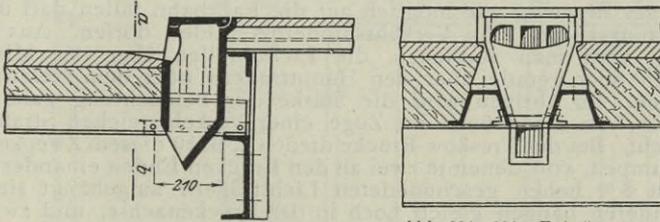


Abb. 234—236. Entwässerung der Treskow-Brücke in Ober-Schöneweide.
Aus Z. V. D. I. 1905, S. 1271.

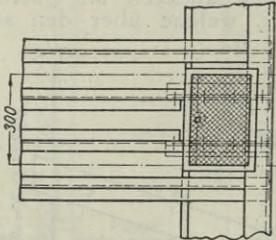
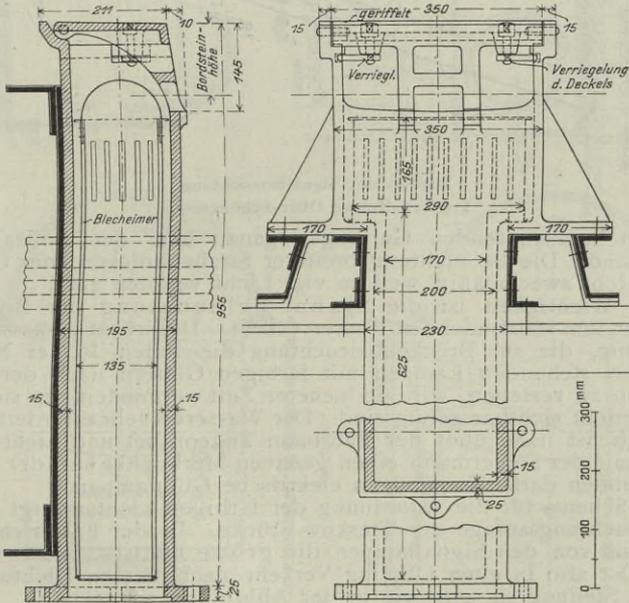


Abb. 237 und 238. Gully für die Entwässerung der Stößensee-Brücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Berlin.

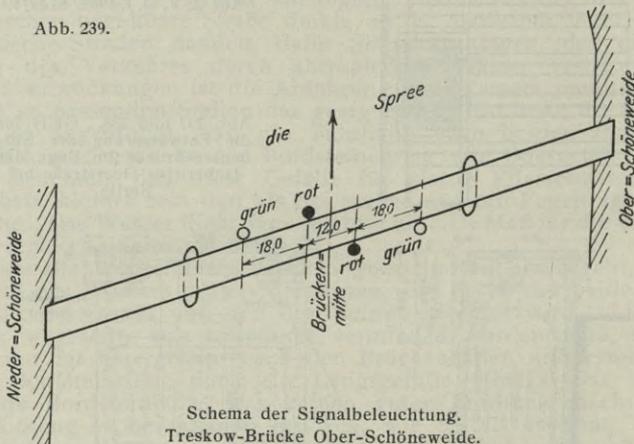


der Gullys nicht frei unter die Brückenöffnung befördert werden kann, wenn also zur Abführung des Wassers noch besondere Rohrleitungen angeordnet werden müssen, die von oben durch Nachschieben und Spülen gereinigt werden müssen. Immer ist aber der Deckel in Höhe der Bordsteinoberfläche zum Umklappen einzurichten, damit diese Reinigung sich erleichtert.

2. Beleuchtung.

Bei der Beleuchtung der Fahrbahn von Brücken, bei denen die Hauptträger aus dieser hervortreten, ist zu beachten, daß der Schatten der Träger so wenig wie möglich auf die Fahrbahn fallen darf und die Beleuchtungskörper kein Verkehrshindernis bilden dürfen. Aus diesen Gründen wird man vorziehen, die Lichtquellen über der Mitte der Fahrbahn oder gerade über den Hauptträgern oder dem Geländer anzubringen. Im übrigen wird die Stärke der Beleuchtung ganz davon abhängen, ob die Brücke im Zuge einer verkehrsreichen Straße liegt oder nicht. Bei der Treskow-Brücke dienen z. B. zu diesem Zwecke sieben Bogenlampen, von denen je zwei an den Brücken-Enden einander gegenüber an 8 m hohen geschmiedeten Lichtträgern aufgehängt sind; die drei anderen hängen gleich hoch in der Brückenachse, und zwar eine unter der mittleren Quersteife, die beiden anderen an Querdrähten zwischen den beiden gußeisernen Masten, welche über den den aus der

Abb. 239.



Fahrbahn heraustretenden Gurtungen genau über den Auflagern angeordnet sind. Die Beleuchtung breiterer Straßenbrücken vom Geländer aus ist nicht zweckmäßig, weil zu viel Licht verloren geht.

Von Wichtigkeit ist die Signal-Beleuchtung der Brücke für den unter ihm stattfindenden Wasserverkehr. Die früher vielfach übliche Ausführung, die zur Brückenbeleuchtung dienenden in der Nähe der Durchfahrt stehenden Lampen mit farbigen Gläsern nach der Wasserstraße hin zu versehen, wird in neuerer Zeit vermieden, da sie für die Schiffer nicht sichtbar genug sind. Der Wasserverkehr erfordert Lichter, die möglichst nahe über der Fahrbahn angeordnet und nicht zu stark sind, damit der Steuermann einen genauen Merkpunkt hat, der ihn auch nicht blenden darf. Es genügen elektrische Glühlampen.

Ein Schema für die Anordnung der farbigen Lichter zeigt Abb. 239, die Beleuchtungsanlage der Treskow-Brücke. In der Fahrtrichtung gesehen muß von den Signallampen die grüne rechts, die rote links liegen. Ist also in einer Öffnung Verkehr nach beiden Richtungen, so muß die Stellung so sein, wie in der Abbildung angegeben.

Die Anbringung der Lampen zeigen Abb. 240 u. 241. Die Lampenkasten sind im Fußwegrandträger unterhalb des Geländers angeordnet und zwar so, daß sie vom Fußweg aus durch Öffnen von Klappen in Ordnung gehalten werden können. Die sonstigen nach den Angaben des Verfassers von den Berliner Elektrizitäts-Werken ausgeführten Einzelheiten sind aus der Abb. 242—243 zu ersehen.

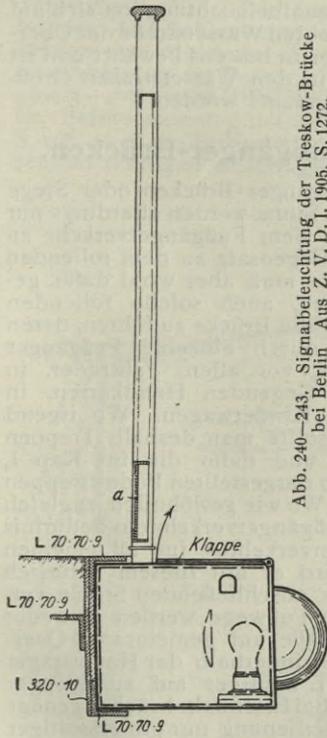
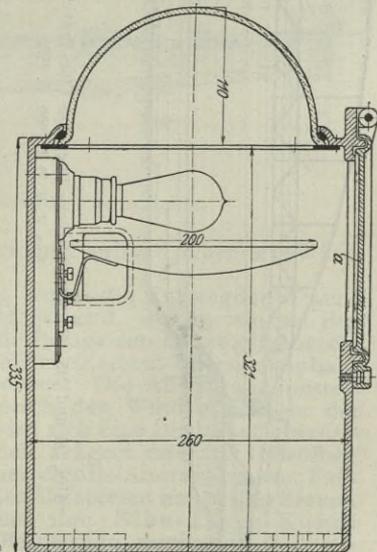
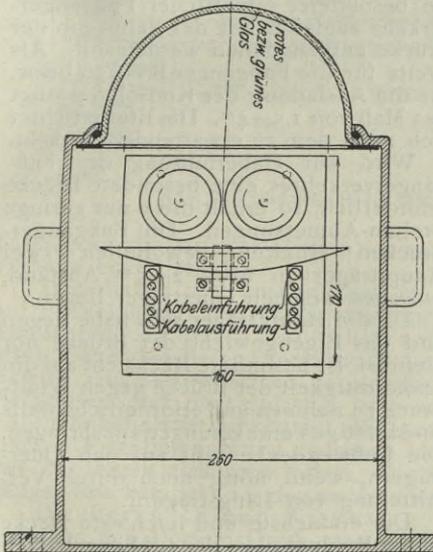
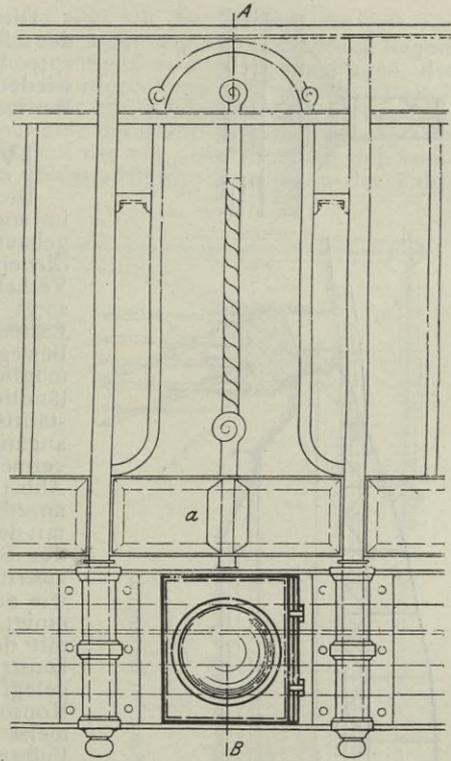
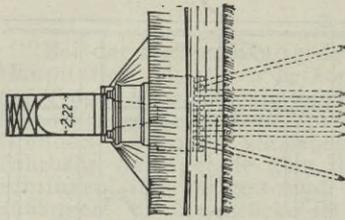


Abb. 240-243. Signalbeleuchtung der Treskow-Brücke bei Berlin Aus Z. V. D. I. 1905, S. 1272.

Anbringung der Lampen am Geländer und Ausbildung im Einzelnen.





Diese Signalbeleuchtung hat sich auf der sehr belebten Wasserstraße der Oberspree bei Berlin bestens bewährt und ist wiederholt in den Wasserstraßen Groß-Berlins ausgeführt worden.

IV. Fußgänger-Brücken.

Die Fußgänger-Brücken oder Stege im engeren Sinne werden allerdings nur gebaut, um dem Fußgängerverkehr zu dienen im Gegensatz zu dem rollenden Verkehr. Es muß aber wohl dafür gesorgt werden, auch solche rollenden Lasten über die Brücke zu führen, deren Bewegung durch einzelne Fußgänger möglich ist, vor allem Fahrräder, in ländlichen Gegenden Handkarren, in städtischen Kinderwagen. Wo irgend angängig, sollte man deshalb Treppen vermeiden und dafür die im Kap. I, Abb. 12 S. 10 dargestellten Podesttreppen anordnen. Wo wie gewöhnlich, zugleich mit dem Fußgängerverkehr das Bedürfnis des Straßenverkehrs im allgemeinen auftritt, wird er mit diesem natürlich wie auf der anschließenden Straße vereinigt. Die Fußwege werden entweder mit der Straße auf gemeinsame Querkonstruktion innerhalb der Hauptträger gelegt oder häufiger auf ausgekragte Konsolen. Bei Eisenbahnbrücken genügt meist zur Bedienung nur ein einseitiger Fußweg von 0,6—1 m Breite, falls nicht ein besonderer öffentlicher Fußgängerverkehr zugleich mit der Bahn von der Brücke aufgenommen werden soll. Als Breite für die Fußgänger-Brücken bezw. für die Ausladung der Konsolen genügt das Maß von 1,5—4 m. Die Breite richtet sich nach dem zu erwartenden Verkehr.

Wird zur Ueberführung des Fußgängerverkehres eine besondere Brücke erforderlich, so erhält diese nur geringe Breiten-Abmessungen. Die Fußgänger-Brücken erhalten gewöhnlich zwei Hauptträger in etwa 2—5 m Abstand, zwischen welchen Querträger liegen.

Da die Hauptträger sehr nahe liegen und das Eigengewicht der Brücke nur klein ist, ist besondere Rücksicht auf die Standfestigkeit der Brücke gegen Winddruck zu nehmen und erforderlichenfalls sind kräftige Verankerungen anzubringen. Die Fußwegdecke ruht auf den Querträgern, wenn nötig noch durch Vermittelung von Längsträgern.

Die einfachste und leichteste Decke ist der Bohlenbelag, der auf Längsbalken

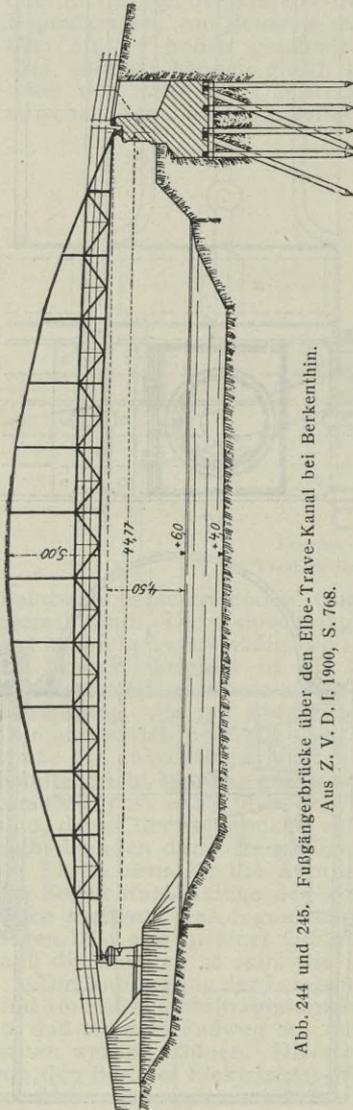


Abb. 244 und 245. Fußgängerbrücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Berkenhthn.
Aus Z. V. D. I. 1900, S. 768.

aufgenagelt wird. Die Längsbalken sind mit den Querträgern fest verbunden. Der Bohlenbelag soll möglichst nicht in der Längsrichtung liegen. Infolge der wegen der Abwässerung nötigen 1–2 cm starken Fugen, die eine Abfasung der Belagdielen noch erforderlich machen, entsteht nämlich eine 3–4 cm breite Rille, welche schlecht in der Längsrichtung zu begehen ist. Beim Kaisersteg in Oberschöneweide bei Berlin, vgl. die Abb. 253–255 S. 197, sind die Belagdielen schräg auf die mit ihrer Richtung sich kreuzenden schrägen Unterlagsbalken gelegt. Hierdurch sollte in der Fahr-

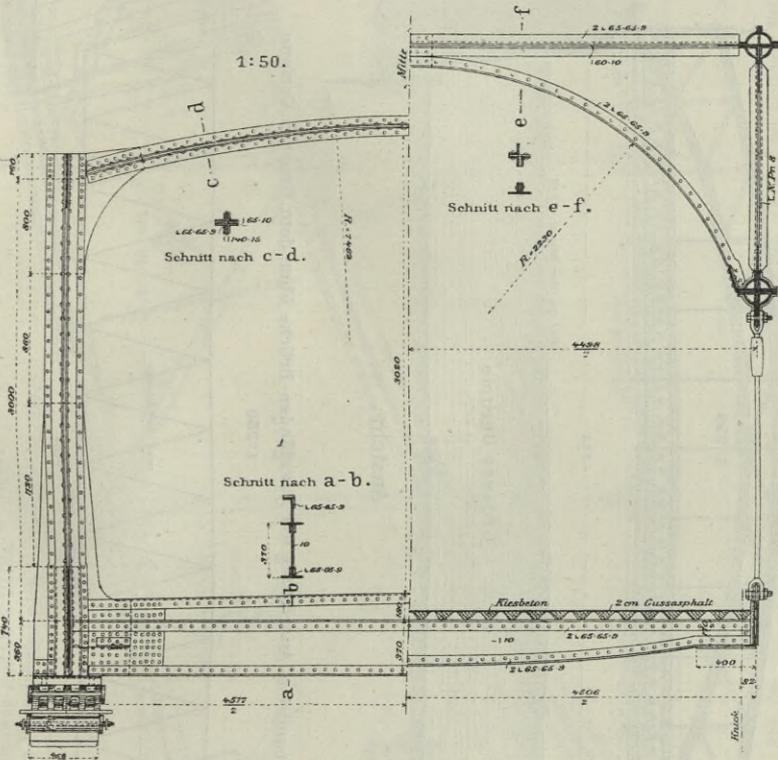


Abb. 246. Querschnitt der Mühlenweg-Brücke in Berlin.

bahndecke mit geringen Mitteln noch ein Schrägverband außer dem Windverband erzielt werden.

Dauerhafter und ansehnlicher ist es, wenn die Fußwegdecke auch auf Buckelplatten oder Belageisen aufgelegt wird, indem, wie bei den Straßenbrücken bereits besprochen, auf die Belageisen Beton aufgebracht wird. Ueber dem Beton kann dann der eigentliche Zement- oder Gussasphalt-Estrich von 2–3 cm Stärke hergestellt werden. Die Ausführung mittels Belageisen und Buckelplatten wird zugleich den Windverband in der Fahrbahnhöhe ersetzen können. Billiger wird sich eine Decke auf 4 bis 6 cm starken Eisenbetonplatten zwischen kleinen Trägern oder auf Gewölben mit Zugankern ausführen lassen. Die Querschnitts-Anordnung von Fußgänger-Brücken geht aus den nachstehenden Beispielen am besten hervor.

Der Berkenthiner Kirchsteg über den Elbe-Trave-Kanal zwischen den Dörfern Groß- und Klein-Berkenthin zeichnet sich durch

seine leichte und gefällige Bauart (Abb. 244 u. 245) aus. Die Hauptträger sind als Bogenträger mit unten liegendem Versteifungsbalken ausgebildet (Langer'scher Träger). Wegen der geringen Breite der leichten Brücke haben die Windkräfte einen großen Einfluß auf die Stab-

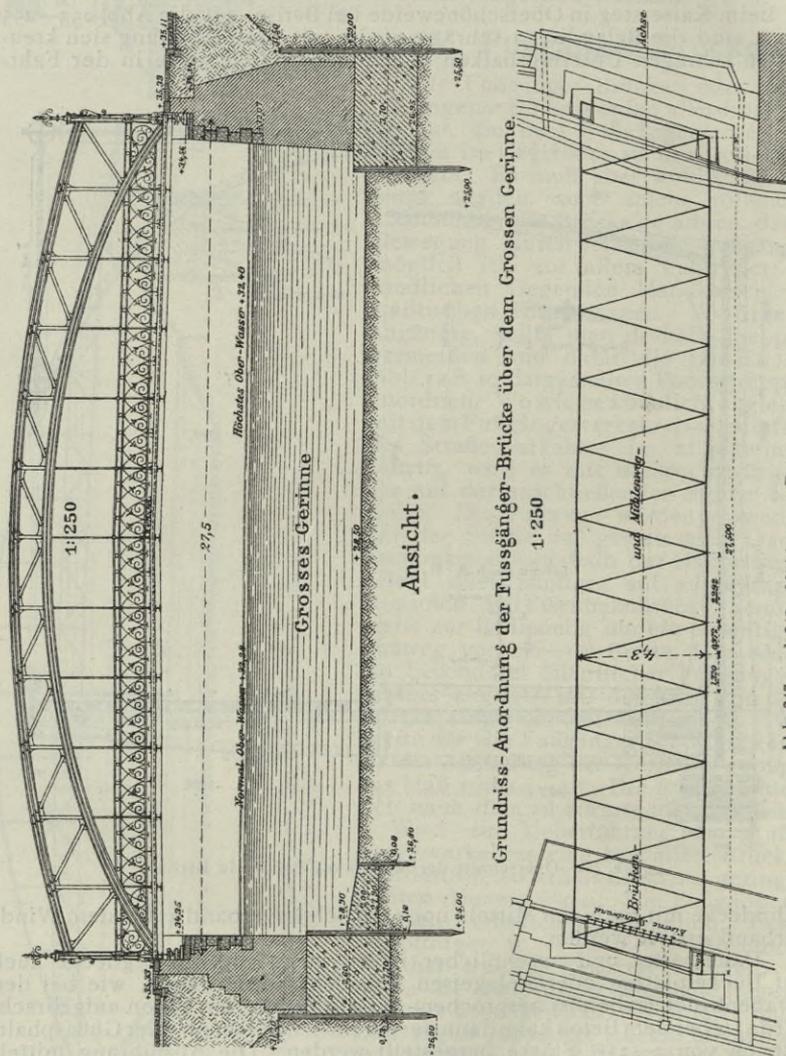


Abb. 247 und 248. Mühlenweg-Brücke in Berlin.

spannungen, der über 50% erreicht; der Windverband ist im Obergurt über die sieben mittleren Felder geführt und ist an deren Enden durch Steifrahmen an den im Untergurt ganz durchgeführten Windverband angeschlossen. Der Fußweg ist mit einem 7^{cm} starken Eichenholzbelag abgedeckt. In der Mitte der Brücke liegt die Oberkante des Fußweges 0,4 m höher als an den Enden. Die Rampen haben beiderseits die etwas zu

steilen Neigungen von 1:7 erhalten. Die Auflagerpunkte sind so weit zurückgesetzt, daß eine möglichst zentrische Belastung des Baugrundes erreicht wird.

Die Mühlenweg-Brücke über dem großen Gerinne am Mühlen-
damm in Berlin¹⁾ (vergl. die Abb. 246 bis 249) weist eine Breite von
4,5 m zwischen den Hauptträgern und eine Stützweite von 27,5 m auf.

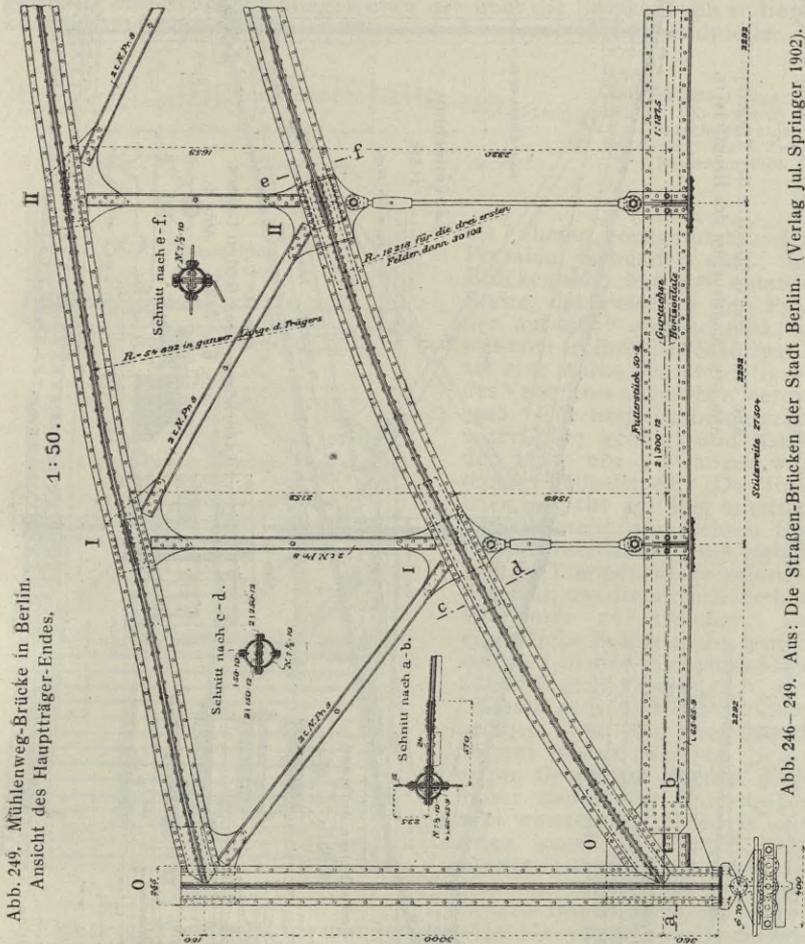


Abb. 249. Mühlenweg-Brücke in Berlin.
Ansicht des Hauptträger-Endes.

Abb. 246–249. Aus: Die Straßen-Brücken der Stadt Berlin. (Verlag Jul. Springer 1902).

Die Hauptträger liegen über der Brückenbahn und sind zur Erzielung einer günstigeren architektonischen Erscheinung als Bogenfachwerk ausgebildet. Ihr Horizontalschub wird durch die Brückenbahnrandträger aufgenommen. Die Gurte und die Endpfosten sind röhrenförmig aus Quadranteneisen zusammengesetzt in dem Bestreben, hierdurch eine „schönere“ Wirkung zu erzielen. Dabei sind im Inneren der Stäbe schädliche, unkontrollierbare Hohlräume in den Kauf genommen. Hierin steckt also

¹⁾ Die Straßenbrücken der Stadt Berlin. Verlag v. Julius Springer, Berlin 1902.

Abb. 250-252. Fußgängerbrücke über die Spreeweg am Bahnhof Friedrich-Strasse in Berlin. (Schlütersteg). Nach: Die Straßenbrücken der Stadt Berlin (1902).

Abb. 250. Uebersichtsskizze des Trägersystems.
Abb. 251. Konstruktion des Hauptträgers.

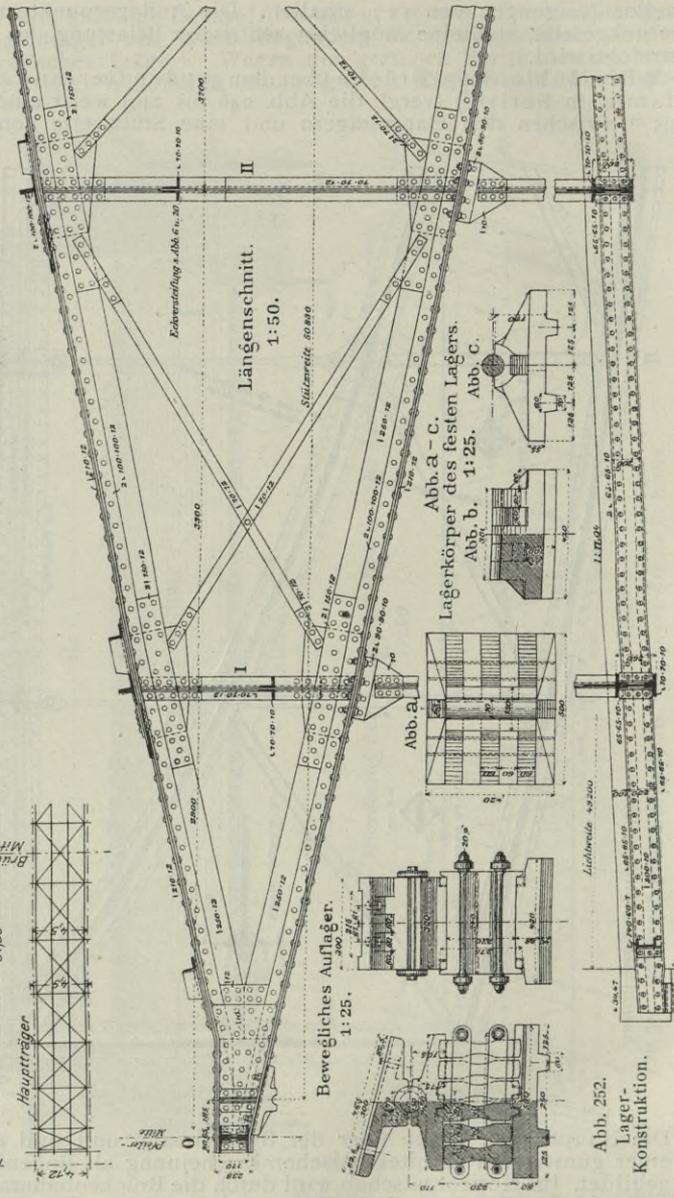
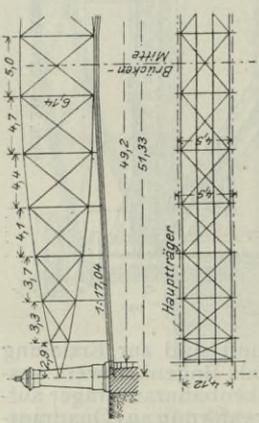


Abb. 252. Lager-Konstruktion.

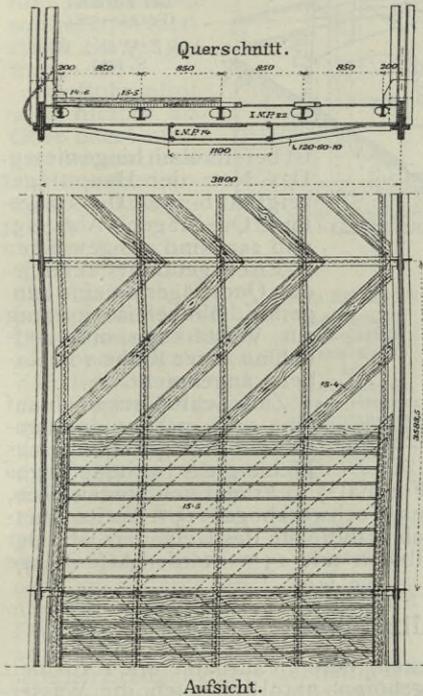
etwas Unnatürliches, Unechtes. Solche „Schönheiten“ sollte der Ingenieur nicht mitmachen! Die Querträger sind an Rundisen mit Bolzen aufgehängt; die Brückenbahn besteht aus Wellblech mit Betonausfüllung und einem Belag aus Gußasphalt. Die Anordnung der Queraussteifung des

Obergurtes geht im Grundriß aus Abb. 248, konstruktiv aus Abb. 246 hervor; letztere Abbildung zeigt links den steifen Endrahmen, welcher die Seitenkräfte auf die Auflager überträgt.

Der Schlüter-Steg in Berlin¹⁾ (Abb. 250—252), erbaut 1889, überschreitet die Spree am Stadtbahnhof Friedrichstraße und hat eine Stützweite von 50,83 m. Für die Hauptträger ist die Fischträger- oder Linsenform gewählt, wodurch die Auflager etwa 4 m über die Brückenbahn zu liegen kommen und zwar auf die dementsprechend ausgebildeten Landpfeiler, die



Abb. 253—255. Fußgängerbrücke (Kaisersteg) bei Oberschöneeweide bei Berlin. Nach Ztschr. f. Bauwesen 1900.



als Pylonen hochgeführt und zu Portalen verbunden sind. Die Brückenbahn hat 4 m nutzbare Breite, die zwischen den Pylonen auf 2,85 m eingeschränkt ist, was vom technischen Standpunkt als eine starke Beeinträchtigung des Verkehrs angesehen werden muß. Der Steg ist beiderseitig unter 1:17 geneigt und hat in der Mitte ein 5 m langes wagrechtes Mittelstück. Das linke Ufer erreicht der Steg unmittelbar, während am rechten Ufer (Schiffbauerdamm) eine siebenstufige Treppenanlage erforderlich war, um die unveränderbare Uferstraße zu erreichen. Die eigentliche Brückenbahn besteht aus den in den Knotenpunkten aufgehängten Querträgern, den Längsträgern und dem Bohlenbelage. Von den vier Längsträgern liegen zwei von \square -förmiger Gestalt in Ebenen dicht hinter denen der Hauptträger, zwei weitere in Γ -förmiger zwischen jenen. Auf ihnen ruhen eiserne Längsbohlen und auf diesen schließlich der 5 cm starke eichene Bohlenbelag des Steges.

Eine wegen seiner Länge und der Form der Hauptträger viel beachtete Fußgängerbrücke stellt der von Müller-Breslau unter Mitwirkung des Verfassers 1898 erbaute Kaisersteg über die Spree bei Oberschöneeweide-Berlin dar (Abb. 253—255). Die Spree besitzt an dieser Stelle die beträchtliche Breite von rd. 175 m, welche in drei Oeffnungen überspannt wurde. Die Spannweite der Mittelöffnung, die von zwei schlanken Pfeilern begrenzt ist, beträgt 86 m, d. i. die Hälfte der ganzen Flußbreite, die Untergurte folgen der Gehbahnlinie und liegen unmittelbar unter der Gehbahn. Die Unterkante des Ueberbaues liegt in Brückenmitte 9,7 m, ganz an den Ufern noch 4,1 m über dem Normalwasser. Diese

¹⁾ Die Straßen-Brücken der Stadt Berlin. Jul. Springer, Berlin, 1902.

Höhen sind von den Strombehörden verlangt worden, um die Uebersichtlichkeit des stark gekrümmten und lebhaft befahrenen Flußlaufes möglichst wenig einzuschränken. Daß dieses Ziel auch mit weniger Höhe hätte erreicht werden können, beweisen die später erbauten Nachbarbrücken, die Treskow- und die Stubenrauch-Brücke, welche allerdings an besser gelegenen Punkten des Stromes in kaum der halben Höhe ausgestaltet sind, Jedenfalls mußten diese Höhen mit Steigungen von 1:12 überwunden werden, die in der Mittelöffnung durch eine Parabel von 1,60 m Pfeilhöhe verbunden sind. Der Abstieg von den Landpfeilern auf die etwa 3 m tiefer liegenden Straßen ist durch Stufen von 1,20 m Auftritt bewirkt. Die Gehbahn ist zwischen den Geländern 3,5 m breit. Auf die Fahrbahnabdeckung

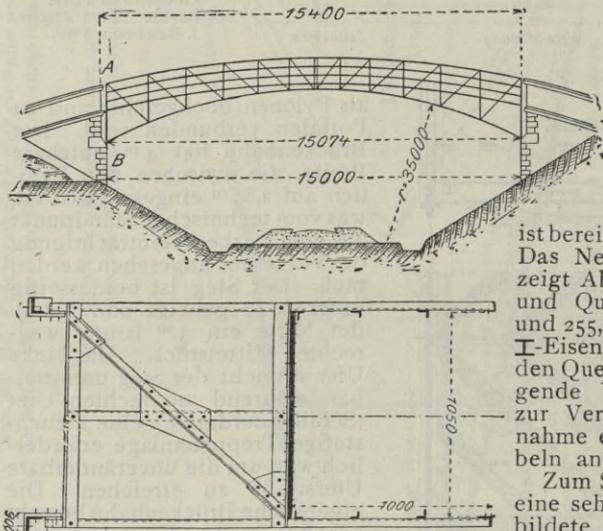


Abb. 256 und 257.
Fußgängerbrücke
bei Formial
(Frankreich).

Aus Z. V. D. I. 1900
S. 1251.

ist bereits oben hingewiesen. Das Netz der Hauptträger zeigt Abb. 253. Die Längs- und Querträger, Abb. 254 und 255, sind aus gewalzten I-Eisen gebildet; unter jeden Querträger ist eine hängende Winkeleisengurtung zur Verstärkung und Aufnahme einer Reihe von Kabeln angebracht.

Zum Schluß sei noch auf eine sehr sparsam durchgebildete Konstruktion eines kleinen 1 m weiten Steges über einen Eisenbahneinschnitt bei Formial¹⁾ in Frankreich hingewiesen, (Abb. 256 und 257, der als Dreigelenk-Fachwerkbogen 15 m Weite überspannt, und dessen Obergurt zugleich Handleiste des Geländers ist. Der Gehweg ist aus 5 cm starkem Riffelblech mit 15 cm starker Asphaltlage gebildet.

V. Kanalbrücken.

Kanalbrücken sind solche Brücken, deren Fahrbahn ein Kanalbett ist. Zu dieser Art von Brücken gehören natürlich auch die Wasserleitungs-Brücken oder Aquadukte, welche eine Druckleitung oder ein offenes Gerinne zu überführen haben. Die Pfeiler und der Ueberbau, der die Last des Kanalbettes mit dem Wasser zu tragen hat, sind nach den gleichen Grundsätzen wie bei den Straßenbrücken und Eisenbahnbrücken auszubilden, weshalb im wesentlichen nur auf das eigentliche Kanalbett eingegangen werden soll.

Gefällverhältnisse. Der Querschnitt der Kanalträger richtet sich nach dem Zweck des Bauwerkes und ist auch abhängig vom Gefälle und Querschnitt der angrenzenden Kanalstrecke. Meist kommt der rechteckige und trapezförmige Querschnitt vor. Die Breite und Tiefe richtet sich bei Schiffahrtskanälen nach den Abmessungen der verkehrenden Schiffe.

¹⁾ Zeitschr. d. V. d. Ing. 1900, S. 1251.

Die Ausbildung der Wasserleitungs-Brücken ist natürlich wegen der geringeren Abmessungen der Rohrleitungen einfacher. Bei kleinen Stützweiten, etwa 10 m, kann man die Rohre freitragend machen. Wählt man den Rechteck-Querschnitt, so kann man das Rohr mit einer Tragkonstruktion verbinden (Kabel oder Fachwerk-Armierung) und wesentlich höhere Spannweiten (30—40 m) überspannen, wenn für genügenden seitlichen Widerstand Sorge getragen ist.

Das Rohr selbst wird hierbei als Ober- oder Untergurt benutzt und als Hängewerk armiert oder ausgebildet.

Der Trog der Kanalbrücke, die eigentliche Fahrbahn, ist hier der wichtigste Bauteil und wird meist so ausgebildet, daß die Wände durch die Hauptträger gebildet werden. Zwischen den Hauptträgern sind die Quer- und Längsträger eingebaut, welche den Boden des Troges tragen. Er kann durch Buckelplatten oder auch durch genügend ausgesteifte Flachbleche gebildet werden. Es empfiehlt sich, zur Erhöhung der Quersteifigkeit die Ecken zwischen Boden und Seitenwänden auszurunden. Der Leinpfad wird meist auf Konsolen der Hauptträger gelegt, selten durch besondere Träger unterstützt. Die Eisen-Konstruktionen haben Stein- und Holzbrücken gegenüber den Vorteil, daß sie nicht besonders gedichtet zu werden brauchen, da die Nähte an sich leicht durch Verstemmen der Fugen dicht zu machen sind. Die Wandung braucht nur durch einen Streichbalken, der an der Oberkante des Troges läuft, geschützt zu werden.

Große Sorgfalt erfordert der Anschluß des Troges an die Kanalhaltung. Ueber den festen Auflagern, wo keine Bewegungen zu erwarten sind, bietet

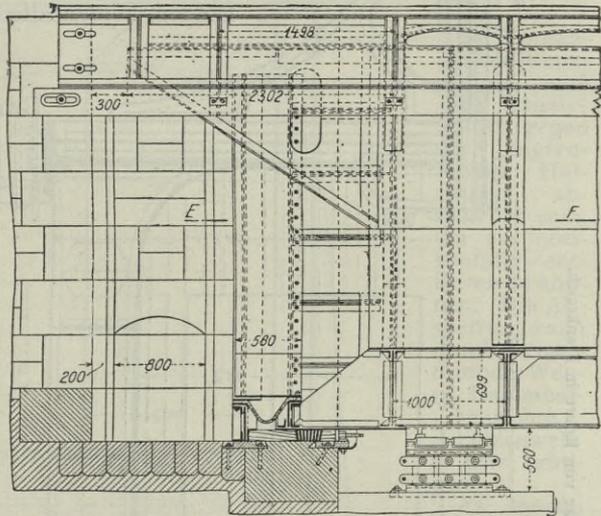


Abb. 258 u. 259.

Längsschnitt und Schnitt nach E-F.

am Brückenende. Einzelheiten der Abdichtung der Kanal-Brücke bei Briare. (Vgl. Abb. 260).

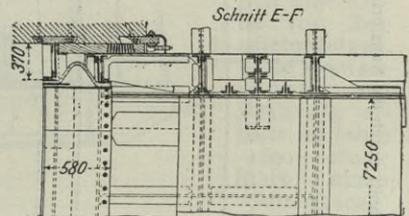
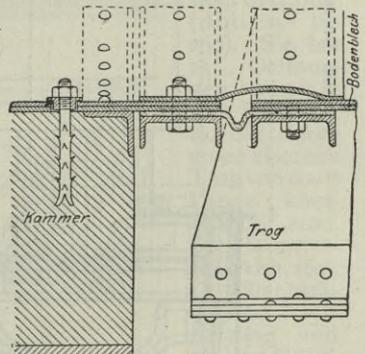


Abb. 261. Abdichtung der Kanalbrücke bei Roanne (Loire).

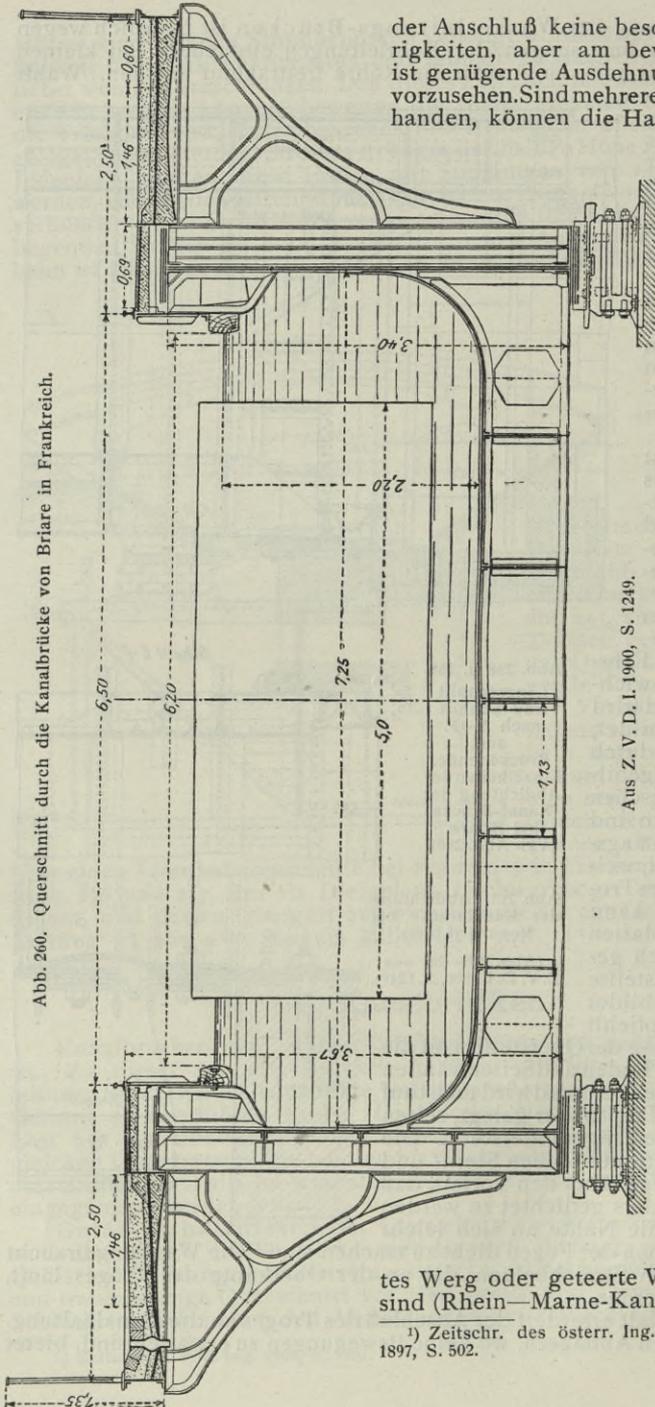
(Abb. 258—261 aus Z. V. D. I. 1900, S. 1249).



Die Wandung braucht nur durch einen Streichbalken, der an der Oberkante des Troges läuft, geschützt zu werden.

Große Sorgfalt erfordert der Anschluß des Troges an die Kanalhaltung. Ueber den festen Auflagern, wo keine Bewegungen zu erwarten sind, bietet

Abb. 260. Querschnitt durch die Kanalbrücke von Briare in Frankreich.



der Anschluß keine besonderen Schwierigkeiten, aber am beweglichen Ende ist genügende Ausdehnungsmöglichkeit vorzusehen. Sind mehrere Oeffnungen durchlaufend angeordnet werden.

Ist die Brücke sehr lang, so wird man das feste Auflager auf einen Mittelpfeiler setzen; in diesem Falle sind an beiden Enden Brücken-Ausdehnungs-Vorrichtungen vorzusehen.

Der Anschluß kann auf verschiedene Weise ausgebildet werden. Eine Art ist die Einschaltung von elastischen Verbindungsstücken, wie federnde Bleche in Wellenform oder ein Kautschukband, welches sowohl an dem Trog als auch an dem Anschluß-Mauerwerk befestigt ist und die Ausdehnungen der Brücke ausgleicht. Eine andere Art ist die Dichtung mittels hölzerner Rahmen, die stopfbüchsenartig aufeinander gepreßt und durch geteer-

tes Werg oder geteerte Wolle gedichtet sind (Rhein—Marne-Kanal¹⁾. Es ist nur

¹⁾ Zeitschr. des österr. Ing.- u. Arch.-Vereins 1897, S. 502.

Aus Z. V. D. I. 1900, S. 1249.

Sorge zu tragen, daß das Dichtungsmaterial genügend zwischen dem Rahmen zusammengedrückt wird. Schließlich können beide Dichtungsarten miteinander vereinigt werden.

Zur Vornahme von Reparaturen muß die Kanalbrücke gegen die angrenzenden Halungen absperrbar sein, um sie nötigenfalls entleeren zu können. Die Absperrung kann durch Stemm- oder Wehrtore oder Wehre, Dammballenwehre, Schützenwehre usw. erfolgen.

Es mögen nun eine Reihe von Beispielen folgen.

Die Kanalbrücke bei Briare¹⁾, erbaut im Jahre 1890—1894, führt einen Seitenkanal über die Loire. (Abb. 258 bis 260). Sie hat 15 Öffnungen von je 40^m Stützweite, die durch einen eisernen Trog von 600^m Länge überbrückt sind. Die Hauptträger (Abb. 260), als Blechträger von 7,25^m Abstand und 3,40^m Höhe, bilden die Seitenwände und

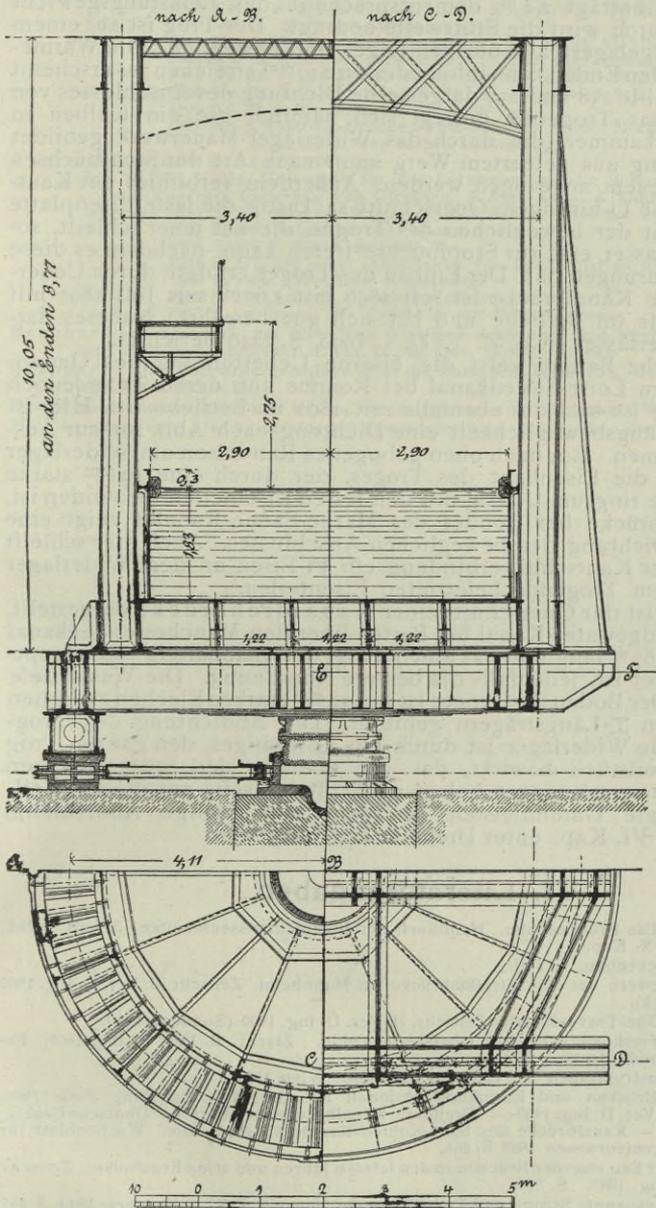


Abb. 262. Querschnitt der Kanaldrehbrücke zur Ueberführung des Bridgewater-Kanals über den Manchester-Seekanal bei Barton. Aus D. B.-Z. 1894, S. 405.

¹⁾ Zeitschr. des Vereins deutscher Ing., 1900, S. 1249.

tragen den Blechboden, welcher von Querträgern in 1,15—1,45^m Abstand gestützt wird. Zu beiden Seiten laufen 2,5^m breite Leinpfade auf Konsolen. Die Wassertiefe beträgt 2,2^m, dementsprechend das Belastungsgewicht 24,377^{1/m}; hierdurch wird die Stützweite bedingt. Der Trog ist auf einem Mittelpfeiler festgelagert, alle übrigen Lager sind beweglich. Die Wärmeausdehnung an den Enden kann infolgedessen 240^{mm} erreichen; es erscheint deshalb die in Abb. 258 und 259 dargestellte Dichtung des Anschlusses von Wichtigkeit. Das Trogerde bewegt sich nämlich wie ein Kolben in einer Dichtungskammer, die durch das Widerlager-Mauerwerk gebildet ist. Die Dichtung aus geteertem Werg kann nach Art der Stopfbüchsen jederzeit von neuem angezogen werden. Außerdem verbindet ein Kautschukstreifen von U-förmigem Querschnitt sackartig die feste Eisenplatte der Kammer mit der beweglichen des Troges, die auf jener schleift, so daß also das Wasser erst zur Stopfbüchse treten kann, nachdem es diese Dichtung durchdrungen hat. Der Einbau des Troges erfolgte durch Ueber-schieben. Diese Kanalbrücke ist seit 1896 mit 1,60^m, seit Juli 1897 mit 2,20^m Wassertiefe im Betriebe und hat sich gut bewährt. Näheres darüber ist vom Verfasser in d. Z. V. D. I. 1900, S. 1249 berichtet.

Eine ähnliche Bauart weist die eiserne Ueberführung des Oudan-Flusses über den Loire-Seitenkanal bei Roanne auf, deren Trog jedoch nur 17,70^m lang ist und die ebenfalls seit 1892 im Betriebe ist. Hier ist bei nur 11^{cm} Längsbeweglichkeit eine Dichtung nach Abb. 261 zur Ausführung gekommen. Ein nach oben gebogenes Randeisen am Widerlager drückt fest auf die Eisenhaut des Troges, der durch eine 10^{mm} starke Kautschukplatte ringsum U-artig mit den festen Eisenteilen verbunden ist.

Die Kanalbrücke bei Condes des Marne-Saône-Kanales zeigt eine sehr ähnliche Dichtung des beweglichen Anschlusses. Auch hier schleift zum Schutze der Kautschukverbindung ein Γ -Eisen an dem Widerlager über den an dem Trogerde befestigten Eisenteilen.

In Abb. 262 ist der Querschnitt einer Kanaldrehbrücke dargestellt, welche den Bridgewater-Kanal bei Barton über den Manchester-Seekanal führt. Sie ist 71,67^m lang und hat einen Trog, der unabhängig vom Haupttragwerk gebildet ist, jedenfalls die bessere Anordnung. Die Wassertiefe beträgt 1,83^m. Der Boden des Troges ist aus 10^{mm} starken Blechen zwischen 1,22^m entfernten Γ -Längsträgern gebildet. Die Abdichtung des Trog-Endes gegen die Widerlager ist durch ein \sqcup -förmiges, den ganzen Trog umfassendes Keilstück bewirkt, das von oben in den Spalt zwischen Trog- und Mauerwerk eingeschoben wird. Beiderseits auf diesem Keilstücke aufgelegte Gummileisten bewirken eine völlige Abdichtung. Näheres ist im VI. Kap. unter Drehbrücken mitgeteilt.

VI. Literaturangaben.

- Th. Landsberg: Die Brückenbahn. Handbuch der Ingenieurwissenschaften. 3. Aufl. 2. Bd., dritte Abt., X. Kap.
- Häselser: Der Brückenbau. I. Teil.
- Bernhard: Wettbewerb um eine Straßenbrücke bei Mannheim. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1902 (Sonderdruck).
- Bernhard: Der Elbe-Trave-Kanal. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1900 (Sonderdruck).
- Bernhard: Die Treskowbrücke bei Oberschöneweide. Ztschr. d. Ver. D. Ing. 1905. Erweiterter Sonderdruck.
- Winkler: Querkonstruktionen der eisernen Brücken. Wien 1884.
- Bernhard: Die Brücken und Eisenkonstruktionen auf der Weltausstellung Paris 1900. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1900. — Drehbare Kanalbrücke bei Barton. Deutsche Bauztg. 1894 S. 406. — Kanalbrücke des Saar-Kohlen-Kanales über die Alle. Wochenblatt für Arch. u. Ingenieurwesen 1880 S. 464.
- Barkhausen: Der Bau eiserner Brücken in den letzten Jahren und seine Ergebnisse. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1889. S. 909.
- Mehrten: Weitgespannte Strom- und Talbrücken der Neuzeit. Z. Bl. d. Bauverw. 1890. S. 357.
- Mehrten: Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1900. S. 763.
- Mehrten: Vorlesungen über Ingenieurwissenschaften Band IV. Brückenbau. Leipzig 1909.
- Rieppel: Konstruktion unserer deutschen Brückenbauten. Z. Bl. d. Bauverwaltung 1898. S. 441.

Dietz: Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten. Jul. Springer, Berlin 1904.

Deutsche Bauzeitung:

- Jahrgang 1897 No. 24. Wettbewerb Harburg. No. 103. Hochbahn Berlin.
 " 1898 No. 3. Wolga-Brücke. No. 103. Rheinbrücke Bonn.
 " 1900 No. 94. Wormser Straßenbrücke.
 " 1901 No. 46. Wettbewerb Mannheim. No. 91, 92, 94. Hochbahn Berlin.
 " 1903 No. 45. Königsbr. Magdeburg. No. 65, 69. Brücken Freiburg.
 " 1904 No. 24. Franz-Joseph-Br. Budapest. No. 102. Brücke Ruhrort-Homberg.
 " 1905 No. 26. Treskow-Brücke. No. 88. Zambesi-Brücke.
 " 1906 No. 22 u. 27. Stettiner Brücken.
 " 1907 No. 8. Zambesi-Brücke, Fulda-Brücke. No. 57. Neckarbrücke Heidelberg
 No. 92. Brücke Ruhrort-Homberg.

Zentralblatt der Bauverwaltung:

Z. d. B. 1898, S. 373. Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Ueberbau von Dirksen. 3. Aufl. Ernst & Sohn.

- Jahrgang 1899 S. 567 Niagara-Brücke. S. 577 Brücke über die Seine.
 " 1902 S. 180. Fahrbahn mit Betonkappen.
 " 1903 S. 148 u. 388 Kiesabschlüsse.
 " 1904 S. 237, 238 u. 447 Anordnung von Buckelplatten und Flachblechen.
 " 1905 S. 65 u. 231 Ueber Asphaltfilz.
 " 1907 S. 259 Amerik. Fahrbahnkonstruktionen.
 " 1907 S. 340 bzw. 180 Fahrbahn mit Betonkappen.

Bernhard: Wettbewerb um eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1905. (Sonderdruck).

Bernhard: Die Stubenrauch-Brücke über die Oberspree bei Berlin. Zeitschr. d. Ver. D. Ing. 1909 (Sonderdruck).

Die Straßenbrücken der Stadt Berlin, herausgegeben vom Magistrat 1902.

Müller-Breslau: Der Kaisersteig bei Oberschöneeweide bei Berlin. Ztschr. f. Bauwesen 1900.

V. Kapitel.

Hauptträger fester Brücken.

I. Geschichtliche Entwicklung.¹⁾

a. Balkenbrücken.

In den ersten gußeisernen Eisenbahnschienen, welche freitragend zwischen Steinunterlagen in England um das Jahr 1800 ausgeführt worden sind, kann man die ersten eisernen Träger erblicken. Diese Schienen dienten so dann auch in verschiedensten Querschnittsformen nach

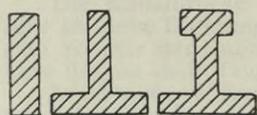


Abb. 263. Querschnitte gußeiserner Brückenbalken.

Abb. 264a. Kastenquerschnitt mit gußeisernem Druckgurt.

Abb. 264b. Desgl. ganz in Schmiedeeisen.

Abb. 265. Querschnitt der Britannia-Brücke.

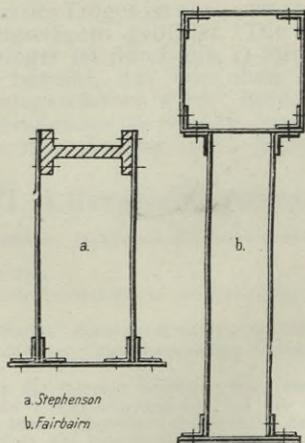
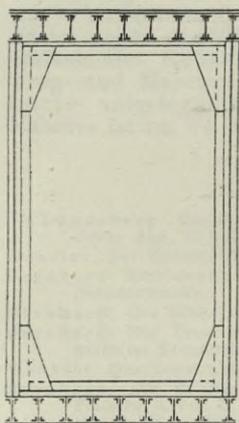


Abb. 263 zur Ueberbrückung kleinerer Oeffnungen, z. B. für Durchlässe. I-förmige Parallelträger sind zuerst in Deutschland gefolgt. Auch machte man die ersten Gußeisenschienen in der Mitte höher als an den Enden, was bei gradem Obergurt die bauchige Gestalt gußeiserner Träger bis zu einer Stützweite von 10 m ergab. Es kam dann für gezogene Teile die Verwendung des Schmiedeeisens hinzu, während Gußeisen nur für die gedrückten Teile bestehen blieb. (Abb. 264a).

So baute Stephenson Kastenträger bis 27 m Spannweite mit mehreren Blechwänden und gußeisernem Obergurt. Fairbairn war der Erste, der

¹⁾ Mehrtens, Der Brückenbau und Handbuch d. Ing. Wiss. Bd. II Abt. 3.

dann aus dem Schiffbau das Zusammennieten gewalzter Bleche und Winkeleisen auch auf die Träger übernahm (Abb. 264b). Zusammenge-
nietete Schienen bildeten für kleinere Brücken in Deutschland eine viel
zur Anwendung gebrachte Bauart. Als einer der bedeutendsten Schritte
in der Entwicklung der eisernen Balkenbrücken ist die Britannia-Brücke
anzusehen, welche von Stephenson 1844—50 für eine Eisenbahn zur Ver-
bindung der Insel Anglesea mit Wales als Ersatz einer für Straßenfuhrwerk
bestimmten Kettenbrücke erbaut wurde. Das gesamte Tragwerk umschließt
tunnelartig das Profil des Eisenbahnzuges (Abb. 265). Durch umfangreiche
Versuche, welche von Stephenson mit Professor Hodgkinson in London
und dem Maschinenfabrikanten Fairbairn ausgeführt wurden, war er-
wiesen, daß beim
hohlen Balken,
gewissermaßen
bei großen recht-
eckigen ganz aus
Schmiedeeisen
gebildeten Röh-
ren, deren unter-
er und oberer
Boden doppelt
ist und aus Zellen
besteht, eine nahe-
zu gleiche Wider-
standsfähigkeit des Walz-
eisens gegen Zug
und Druck statt-
fände und daß
zur Erhöhung der
Sicherheit gegen
Zerknicken be-
sondere Verstei-
fungen im Ober-
gurt nötig wären.
Ziemlich gleich-
zeitig entstanden
dann auch die
Conway-Brücke
und die Viktoria-
Brücke über den
Lorenzstrom in
Kanada, deren
Hauptabmessun-
gen nachstehend
zusammengestellt
sind:

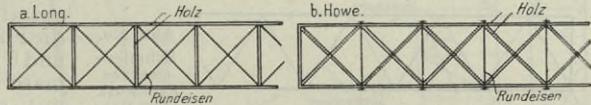


Abb. 266. Hölzerne Fachwerke mit Eisen-Zugstangen.

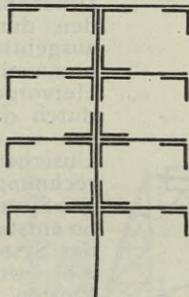


Abb. 267. Zallengurt (Dirschau, Marienburg).

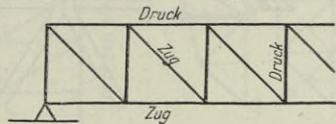


Abb. 268. System Mohnie.

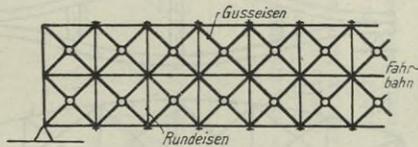


Abb. 269. System Schifkorn.

Zeitig entstanden dann auch die Conway-Brücke und die Viktoria-Brücke über den Lorenzstrom in Kanada, deren Hauptabmessungen nachstehend zusammengestellt sind:

	Conway-Brücke in England	Britannia-Brücke in England	Viktoria-Brücke in Kanada
Länge	129,24 m	464,40 m	2790 m
Größte Spannweite	121,92 m	140,21 m	100,6 m
Zahl der Oeffnungen	1	4	25
Bauzeit	1846/48	1846/50	1854/59

Vorgenannte Brücken sind Blechbalkenbrücken; die Entwicklung der Fachwerk- und Gitterträger setzt in Amerika im Jahre 1830 ein, wo Long und Howe hölzerne Fachwerke ausbildeten und dabei gezogene hölzerne Stäbe durch eiserne Zugstangen ersetzten (Abb. 266). Die ersten kleinen Gitterbrücken aus Eisen wurden 1845 in England gebaut, bei denen Flacheisenstäbe unter 45°, die an den Kreuzpunkten miteinander vernietet waren, an Stelle der Blechwände traten. Sie kamen bereits für zwei Gleise mit drei Trägern von 5,34m Höhe und 42,7m Spannweite zur Ausführung. In Deutschland baute Henz ähnliche aus eisernem Flechtwerk bestehende Diagonalen, beispielsweise für die Neißbrücke bei Guben von 10m Spannweite, zu deren Gurten Eisenbahn-Schienen benutzt wurden. Im Jahre 1850 begann dann der Bau der großen Gitterbrücken von Dirschau und Marienburg; erstere mit 6 Oeffnungen zu je 121 m, letztere von

07,9^m Spannweite. Hervorzuheben ist bei diesen die Versteifung des Gitterwerkes durch Pfosten mit dichter Stellung an den Enden und zellenartige Ausbildung der Gurte (Abb. 267). Die Form dieser Gurte war begründet durch die Forderung erhöhter Knicksicherheit. Die theoretischen Arbeiten Culmanns und J. W. Schwedlers unterstützten in hervorragendem Maße die Entwicklung der eisernen Balkenbrücken in Deutschland; bald folgte auch die Erbauung der Cölner Rheinbrücke mit TT-förmigen Gurten, welche bis im Sommer 1909 in bester Verfassung Dienste geleistet hat.

Die Gitterstäbe, die ursprünglich gleichmäßig nebeneinander angeordnet waren, erhielten verschiedene Abmessungen entsprechend den in ihnen auftretenden Spannkraften. Indem man jeden Stab seiner Beanspruchung entsprechend gestaltete, ging allmählich die Füllung zwischen Ober- und Untergurt von der engmaschigen Vergitterung mit entsprechender Versteifung in die eigentliche Bildung des Fachwerks über, in welchem Zug- und Druckkräfte in den Wänden durch entsprechend ausgebildete Stäbe aufgenommen werden konnten. Hervorgerufen war das durch das Bestreben, Eisen zu ersparen und die Unsicherheit in der Berechnung des engmaschigen Systems zu vermeiden.

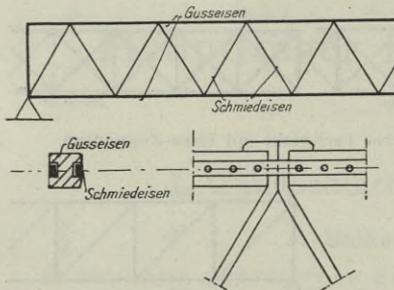


Abb. 270. Schied-eisernes Fachwerk ohne Ver-nietung der Knoten.

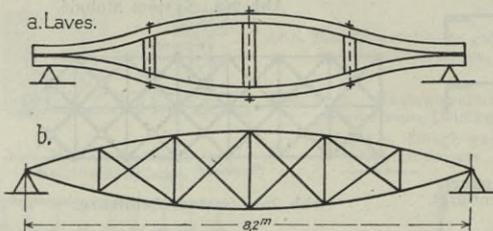


Abb. 271. Linsenförmige Träger in Holz bzw. Eisen.

schaftlichem Wege die Entwicklung aus der engmaschigen Tragwand in das Fachwerk übergang, hatte in Amerika die Nachbildung der Holzkonstruktion von **Long** und **Howe** dasselbe Ergebnis. Dem Howe'schen System ähnlich ist das in Oesterreich viel verwendete System **Schifkorn** (Abb. 269), in welchem gußeiserne Schrägen durch Pfosten aus Rund-eisen an die Gurte gepreßt wurden. **Neville** versuchte in Belgien Füllungen durch gleichschenklige Dreiecke aus schmiedeisernen Stäben herzustellen und diese mit den Gurten durch Umbiegen zu verbinden (Abb. 270). In Bezug auf die Verbindung der Stäbe sind diese Bauarten lehrreich. Sowohl Schifkorn als auch Neville glaubten, die Ver-nietung vermeiden zu müssen, welche sie für eine bauliche Schwierigkeit ansahen. Die mangelhafte Verbindung der einzelnen Stäbe bei ihren Bauarten führte aber gerade zum Einsturz der so erbauten eisernen Brücken, so daß bereits seit Jahrzehnten derartige Brücken nicht mehr vorhanden sind. Dahingegen hat **Warren** das große Verdienst, die Knotenpunkt-Verbindungen im einfachen Fachwerk durch eine gelenkförmige Bolzenverbindung verbessert zu haben, welche besonders in Amerika noch bis vor kurzem bevorzugt worden ist, während in Europa die gelenkige Verbindung sich nicht ausbreiten konnte. Im Interesse der größeren Steifigkeit, die sich an den Blech- und Tunnelbrücken erwiesen

So entstand in Bayern 1854 das System **Moh-nié** (Abb. 268), welches gedrückte Pfosten und gezogene Schrägen, also das einfache statisch bestimmte Fachwerk zuerst enthält. Während also vorwiegend in Deutschland auf wissen-

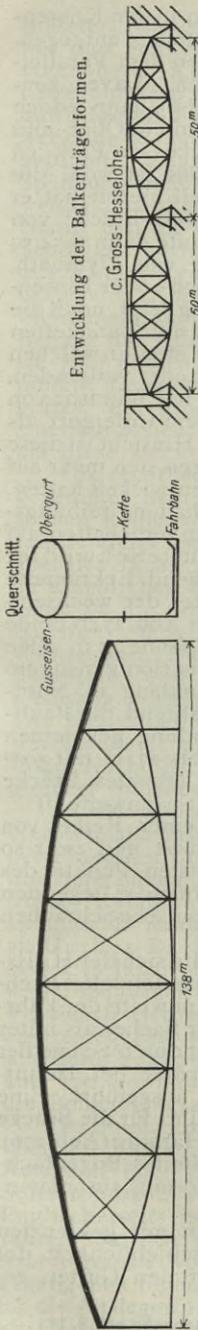


Abb. 272. Saltash-Brücke von Brunel (Röhrenförmiger Ober-gurt).



Abb. 273. Brücke über die Themse bei Windsor. (Brunel).

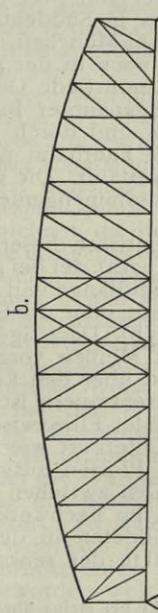


Abb. 275 b. Halbparabelträger mit doppeltem Fachwerk.

Entwicklung der Balkenträgerformen.

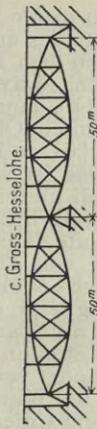


Abb. 274 c. Fischbauchträger.

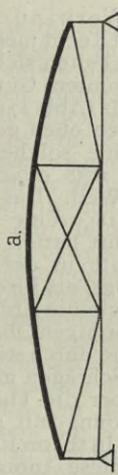


Abb. 275 a. Halbparabelträger.

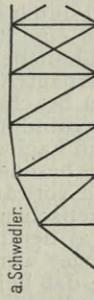


Abb. 274 a. Schrägen stets gezogen.

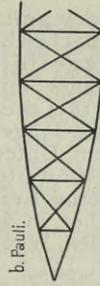


Abb. 274 b. Gurtungsspannung bei Vollast überall gleich.

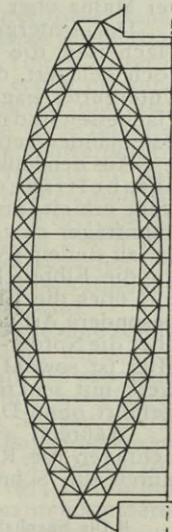
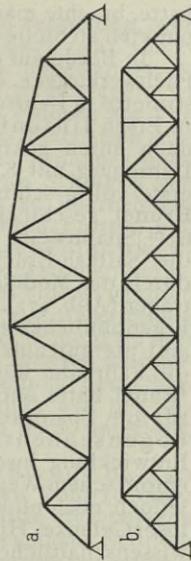


Abb. 276 (links). Lohse-Träger. (Brücke über die Elbe bei Hamburg).

Abb. 277 (rechts). Neuere Bauweisen.



hatte, brachte man hier den genieteten Verbindungen in den Knotenpunkten an Stelle der einfachen Bolzen mit Recht mehr Vertrauen entgegen.

In Bezug auf die Trägerform entwickelten sich neben dem Parallel-Fachwerkträger die Träger mit gekrümmten Gurtungen. **Laves** konstruierte in Deutschland 1834 zuerst in Holz (Abb. 271 a und b), dann jedoch in Eisen linsenförmige Träger mit nach oben gekrümmtem Ober- und nach unten gekrümmtem Untergurt. Eine solche Brücke im Park zu Nerdeburg mit 8,2^m Spannweite hat er 1838 erbaut. Das ist wohl die erste völlig schmiedeeiserne Brücke der Welt. Das Modell hierfür hat er **Brunel** geschickt, welcher in England 1852 eine Fachwerk-Brücke von 93^m Spannweite über den Wye ausgeführt hatte. Er baute dann 1854/59 die Saltash Brücke von 138^m Spannweite in der Nähe von Plymouth, durch das Modell wahrscheinlich angeregt, als Fischbauch- oder Linsen-träger (Abb. 272). Seine Brücken hatten, wie die Abbildung zeigt, noch die Eigentümlichkeit, einen einzigen röhrenförmigen Obergurt mit Spannketten als Untergurt aufzuweisen. Beide Gurte sind durch steife Pfosten, an welchen die Fahrbahn hängt und durch schlaife Schrägen miteinander verbunden. Brunel hatte auch schon eine Brücke über die Themse bei Windsor von rd. 70^m Spannweite in ähnlicher Ausbildung mit geradem Untergurt als Bogensehnen-träger erbaut (Abb. 273). In theoretischer Hinsicht ist diese Entwicklung insofern zu beachten, als diese Anordnungen sich mehr auf empirischem Wege als Verbindung von Bogen und Kette entwickelt hatten, jedoch noch nicht als ein Fachwerk auf Grund der Anschauung reibungsloser Gelenke. Hier war es besonders deutschen Ingenieuren vorbehalten, auf wissenschaftlichem Wege vorwärts zu kommen. So gestaltete **Schwedler** die Trägerform den theoretischen Anforderungen entsprechend. Er krümmte den Obergurt (Abb. 274 a) derart, daß die Schrägen unter der wechselnden Belastung stets gezogen werden, während **Pauli** nach Abb. 274 b beide Gurtungen so krümmte, daß bei voller Belastung ihre Spannung in allen Teilen gleich ist. **Schwedler** erreichte mit seiner Konstruktion günstigere Knotenpunkts-Verbindungen und hat damit großen Anklang in Norddeutschland in den 60er und 70er Jahren gefunden, während die Paulischen Träger besonders in Süddeutschland zur Anwendung gekommen sind und zwar zuerst bei München, Groß-Hesselohe (Abb. 274 c) mit 50^m Spannweite und dann noch in der großen von Gerber erbauten Brücke bei Mainz über den Rhein (jede Oefnung mit 105,2^m Spannweite).¹⁾

Der Untergurt vorgenannter Brücke besteht aus einer Reihe von Flacheisen, die Träger sind durch Endpfosten unterstützt und zwar so hoch gelagert, daß die Fahrbahn noch unter dem tiefsten Punkte des Untergurtes wagrecht verläuft. Die vorgenannten übereinander liegenden Flacheisen sind nicht zusammengenietet, sondern durch konische Schrauben aufeinander gepreßt.

Aus den äußeren Umrissen dieser Trägerart entwickelte sich der Halb-parabelträger (Abb. 275 a), der bei größeren Spannweiten doppeltes Fachwerk erhielt, um die Feldlänge und damit auch die Spannweite der Fahrbahnträger zu verringern, ohne die Schrägen steiler oder flacher als unter 45° zu stellen. (Abb. 275 b). Derartige Brücken sind zuerst durch **Schwedler** für die Elbbrücke bei Meißen vorgeschlagen, dann später bei Hohnstorf über die Elbe und über den Lech bei Kulenburg ausgeführt. Eine besondere Art von Linsen-trägern ist von **Lohse** ausgeführt für die Brücke über die Norder- und Süder-Elbe zwischen Hamburg und Harburg (Abb. 276). Hier ist sowohl der Untergurt wie der Obergurt als steifes Bogenfachwerk mit senkrechten Pfosten ausgebildet und linsenförmig zusammengeführt ohne Diagonalen zwischen den Gurten.

Während anfangs im Fachwerk senkrechte Pfosten mit gekreuzten Schrägen die Regel bildeten in der Absicht, die Verschieblichkeit der durch die Schnittpunkte der senkrechten Pfosten mit den Gurten ge-

¹⁾ Die Eisenbahn-Brücke bei Mainz über den Rhein. S. Quellenangabe auf S. 78.

bildeten Knotenpunkte durch Zugbänder als Schräge zu vermeiden, sind bei den Schwedler-Trägern zuerst einfache Schrägen und zwar solche vom oberen Knotenpunkte nach der Mitte zu fallende angewendet, da diese nur Zug erhalten können, während die gekreuzten Schrägen, wo abwechselnd Zug und Druck auftritt, in den mittleren Feldern zur Verwendung kamen. In neuerer Zeit sind jedoch die aus Flächseisen ausgebildeten Zugschrägen wegen der Schwierigkeit ihres Einbaues unter Spannung mehr und mehr verlassen und nur noch steife Schrägen verwendet, da diese auch in der Lage sind, Druckkräfte zu übernehmen. Damit tritt an Stelle der Füllungsart mit nur senkrechten Pfosten und Schrägen, auch Pfostenfachwerk genannt, das Strebenfachwerk mit Schrägen von wechselnder Richtung, welche als Druckstreben ausgebildet sind (Abb. 277 S. 207). Die hierbei noch verwendeten Pfosten gehören nicht mehr zum Hauptsystem des Trägers; sie dienen zur Unterteilung der für die Fahrbahn zu langen Abstände der Hauptknotenpunkte, falls sie vom oberen Knotenpunkte ausgehen. Falls sie vom unteren Knotenpunkte ausgehen, dienen sie zur knicksicheren Aussteifung des Obergurtes. Bei großen Brücken mit zu langen Streben sind, wie bei den amerikanischen Brücken, die Schrägstreben selbst auch noch unterteilt, um diese knicksicher zu machen (Abb. 277 b).

Die rein theoretischen Vorteile, welche der durchlaufende Balken gegenüber dem einfachen Balken mit sich führt, haben wohl zu einer großen Reihe von derartigen Brückenbauten in der Mitte des vorigen Jahrhunderts namentlich in Frankreich Veranlassung gegeben. Seitdem aber der Nachweis geführt war, daß der Einfluß der Höhenlage der Stützen zu erheblichen Bedenken gegen die Sicherheit der Konstruktion führen kann, ist die Anwendung seltener geworden, namentlich nachdem durch Gerber zuerst durchlaufende Träger mit Gelenken ausgeführt worden sind. Durch Kragträger wird hierbei die Nachbaröffnung teilweise überbrückt und zwischen den Kragenden werden Träger von geringerer Oeffnung mittels Gelenkverbindung („schwebende Stützen“) eingehängt. Die Kragenden befinden sich etwa an den Momenten-Nullpunkten der durchlaufenden Träger, wodurch deren Vorteile erreicht werden, ohne mit ihrem Nachteile, dem schwerkontrollierbaren Spannungszuwachs bei ungleicher Stützensenkung, behaftet zu sein.

In den sechziger Jahren des vorigen Jahrhunderts rief diese Bauart eine lebhaft erörterte durch theoretische und konstruktive Behandlung der Frage der Träger mit schwebenden Stützen hervor. Von A. Ritter ist die Berechnung bereits im Jahre 1863 angebahnt. Die ersten einwandfreien Ausführungen sind jedoch erst durch Gerber bewirkt und zwar anfangs für Straßenbrücken. Aus diesem Grunde werden diese Bauarten als Gerber-Balken mit Recht bezeichnet, da die kleinen hölzernen Urbilder in Japan und im Kaukasus, die übrigens (vergl. Zeitschrift für Bauwesen 1895) auch schon 1244 in Deutschland ausgeführt worden sind, die Verdienste Gerber's (1866) nicht beeinträchtigen können. Gerber hat zuerst angegeben, wie die Vorteile der durchlaufenden Träger durch Einschaltung gewisser Gelenke zwischen den Stützpunkten auszunutzen sind und wie hierdurch infolge Festlegung bestimmter Momenten-Nullpunkte die Berechnungsart auf statisch bestimmte Weise bewirkt wird.

Der Straßenbrücke über den Main bei Haßfurt (1867) folgte eine solche über die Donau bei Vilzhofen (1873). In demselben Jahre wurde von Reyman über die Luhe die erste Eisenbahnbrücke mit schwebenden Stützen erbaut, worauf die Brücke über die Warthe bei Posen bald folgte. Englischerseits ist eine Straßenbrücke mit schwebenden Stützen in den Jahren 1867—69 in Ostindien ausgeführt. In Amerika sind ausgekragte Arbeitsgerüste von Heinrich Flad, einem aus deutscher Schule hervorgegangenen Ingenieur, an der Bogenbrücke in St. Louis 1873 vorbildlich für die Auslegerbrücken (cantilever) geworden, welche eben nichts anderes als Gerberträger sind. Das erste derartige Bauwerk ist der 1877 erbaute

Kentucky-Viadukt. Ihm sind bedeutende Ausführungen in großer Zahl gefolgt, z. B. die im Jahre 1883 erbaute Brücke unterhalb des Niagara-Falles. Die bedeutendste Eisenbahnbrücke der Welt, die 1890 vollendete Brücke über den Firth of Forth in Schottland, die 1889 vollendete Brücke über den Indus bei Sukkur, der Moldau-Viadukt bei Cervena in Böhmen, die im Jahre 1896 erbaute Brücke zur Ueberführung der Tolbiacstraße in Paris über die Gleise der Orleansbahn, die 1682 m lange Brücke über den Roten Fluß in Tonkin, die 1896 vollendete Brücke über die Donau bei Czernavoda und schließlich die Rheinbrücke zwischen Homberg und Ruhrort, welche erst im Jahre 1908 vollendet worden ist, zeigen die hervorragende Bedeutung der durchlaufenden Balken nach Gerber'scher Bauart in der Entwicklung des Brückenbaues. Auch bei Straßenunterführungen für Eisenbahnen und Hochbahnen sind Brücken kleineren Umfanges nach Gerber'scher Bauart mit Erfolg verwendet worden, um die Abhängigkeit der Spannungen von geringen unvermeidlichen Stützensenkungen zu beseitigen.

b. Bogenbrücken.

Die geschichtliche Entwicklung der eisernen Bogenbrücken setzt mit dem Jahre 1772 ein, also früher als die der Balkenbrücken, zu welcher Zeit zunächst in England gußeiserne Bogenbrücken ausgeführt worden

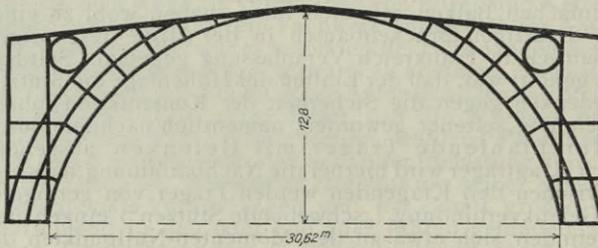


Abb. 278 (oben).
Brücke bei Coalbrookdale. Aelteste engl. Bogenbrücke in Gußeisen.

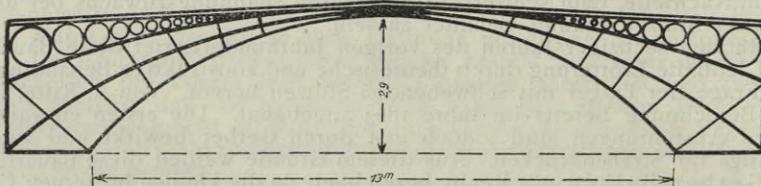


Abb. 279 (unten).
Brücke über das Strigauer Wasser i. Sch. (Aelteste deutsche Bogenbrücke in Gußeisen).

sind. Die einzelnen Gußstücke der ersten Brücken waren wie Wölbsteine behandelt. Infolge mangelhafter seitlicher Steifigkeit gelangten diese Brücken jedoch vielfach zum Einsturz. Die Brücke bei Coalbrookdale, 1779 erbaut, mit 30,62 m Spannweite und 12,6 m Pfeilhöhe enthält fünf gußeiserne Bogen mit hinreichender Querversteifung, sodaß sie noch heute in guter Beschaffenheit dem Verkehr Dienste leistet (Abb. 278). Nach ihrem Muster ist in Deutschland 1796 eine gußeiserne Bogenbrücke über das Strigauer Wasser ausgeführt mit 13 m Spannweite und etwa 6 m Breite, welche auch noch heute in ursprünglicher Form vorhanden ist (Abb. 279). Bald darauf folgten Brücken in Berlin über den Kupfergraben, z. B. die „eiserne Brücke“, die hinter den Museen gelegen wohl heute noch ihren Namen hat, aber schon im Jahre 1825 durch eine hölzerne Konstruktion ersetzt worden ist. Weitere gußeiserne Brücken hatte Berlin übrigens in der Weidendammer-Brücke von 1823—95 und in der Alsen-Brücke von 1864 bis 1897. Als letztere baufällig zu werden begann, hatte Verfasser Gelegenheit, ihre Tragfähigkeit amtlich zu untersuchen. Die Mängel be-

standen darin, daß die benachbarten gußeisernen Bögen über den Steinpfeilern fest miteinander verschraubt waren, sodaß die Bögen durchlaufend mit größeren Höhen über den Pfeilern wirkten. In den oberen Rippen der Tragbögen waren infolgedessen Ribstellen im Gußeisen vorhanden, welche durch die Zugkräfte des Stützenmomentes entstanden waren. In Paris wurden wesentlich größere gußeiserne Brücken gebaut, z. B. die Karussellbrücke von Polonceau als Bogen aus zwei zusammengeschraubten Rohrhälften, ferner die Pont des arts. 1808 wurde die erste schmiedeiserne Bogenbrücke über den Kanal St. Denis in Paris und zwar für Fußgänger von Bruyère mit 12^m Spannweite und $\frac{1}{12}$ Stich erbaut. Etzel baute 1854 über die Aare bei Olten eine Bogenbrücke von 31,5^m Spannweite und Cezanne 1858 eine Brücke über den Theiß bei Szegedin in Ungarn mit wagrechtem Obergurt und einfachem Pfostenfachwerk. Hierbei wurde die Erfahrung gemacht, daß bei hohen Temperaturen die Kämpferfugen unten klappten, bei niedrigen Temperaturen oben. Dieser Wechsel war an demselben Tage sogar bemerkbar. Ceriche und Salles wiesen mit Rücksicht auf diese Umstände auf die Notwendigkeit von Kämpfergelenken beim Bau einer Brücke über den Kanal St. Denis hin; sie hatten sogar die Absicht, auch Scheitelgelenke auszuführen. Erst nachdem 1860 Köpcke, Schwedler und Langer (Wien) theoretisch den Nachweis geführt hatten, daß bei drei Gelenken die Bogenbrücke statische Bestimmtheit erlangen würde und frei von allen Temperatureinflüssen bleiben, hat 1864 Orth die erste Bogenbrücke mit drei Gelenken in Berlin ausgeführt mit 16^m Spannweite, die Moltkebrücke. Sie war aus schmiedeisenen Fachwerkbogen mit drei Gelenken gebildet, mußte jedoch 1886 infolge schlechter Gründung abgebrochen werden; es war 1882 der Scheitel der Mittelöffnung 11^{cm} gesunken und der Scheitel der Nebenöffnung um 12^{cm} gehoben; einzelne Pfeiler standen 2–3^{cm} aus dem Lote.

Nachdem die Bogenbrücken in theoretischer und konstruktiver Hinsicht sich in einwandfreier Weise entwickelt hatten und auch wegen ihrer ästhetischen Vorteile bevorzugt wurden, kam der Bau von großen Bogenbrücken gewaltig in Aufnahme. Die in den Jahren 1861–64 erbaute große Rheinbrücke bei Coblenz ist noch heute nach jeder Richtung hin ein hervorragendes Baudenkmal. Eads erbaute über den Mississippi bei St. Louis eine kühne Bogenbrücke ohne Gelenke aus Stahl mit drei Öffnungen von 153–158^m. Eine zweite Zweigelenk-Bogenbrücke wurde über den Rhein bei Coblenz mit 106^m Spannweite errichtet. Es folgte eine Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz von Lauter und Thiersch mit 102^m Stützweite und 9,7^m Pfeil und die Schwarzwasser-Brücke bei Bern mit 114^m Spannweite. Schon in den siebziger Jahren baute Eiffel die 160^m weit gespannte Douro-Brücke bei Oporto und 1884 den 165^m weiten Garabit-Viadukt, beide Brücken mit sichelförmigen Bogenträgern und Kämpfergelenken. 1890 entstanden die beiden Hochbrücken über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Grünenthal mit 156,5^m Stützweite und bei Levensau mit 163,4^m Stützweite. Diese wurden noch in Schweißeisen hergestellt. Später sind nur noch flußeiserne Bogenbrücken ausgeführt und zwar die hervorragendste, die Rheinbrücke bei Bonn (Abb. 280f. S.), von Krohn 1896–98 mit 187,92^m Spannweite, die Talbrücke bei Müngsten, 1897 von Rieppel. Letztere ist eine Brücke ohne Gelenke und hat 180^m Weite im oberen und 160^m im unteren Bogengurt. Die Fahrbahn liegt 107^m über der Talsohle. (Abb. 281 auf S. 213). Bei der oben genannten Grünenthaler Hochbrücke durchschneidet zum ersten mal der Bogen die Fahrbahn. Bei der Bonner Rheinbrücke ist die Durchschneidung des Obergurtes, der ästhetische und konstruktive Schwierigkeiten mit sich bringt, dadurch vermieden, daß die Kämpfer so tief unter die Fahrbahn gelegt worden sind, als mit Rücksicht auf das Hochwasser gestattet war.

Von Seifert und Backhaus (Harkort) sind zuerst Bogenträger mit Zuggurten zur Aufhebung des Horizontalschubes in Vorschlag gebracht, wodurch die Bogenträger in Bezug auf die Unterstützungen als Balken-

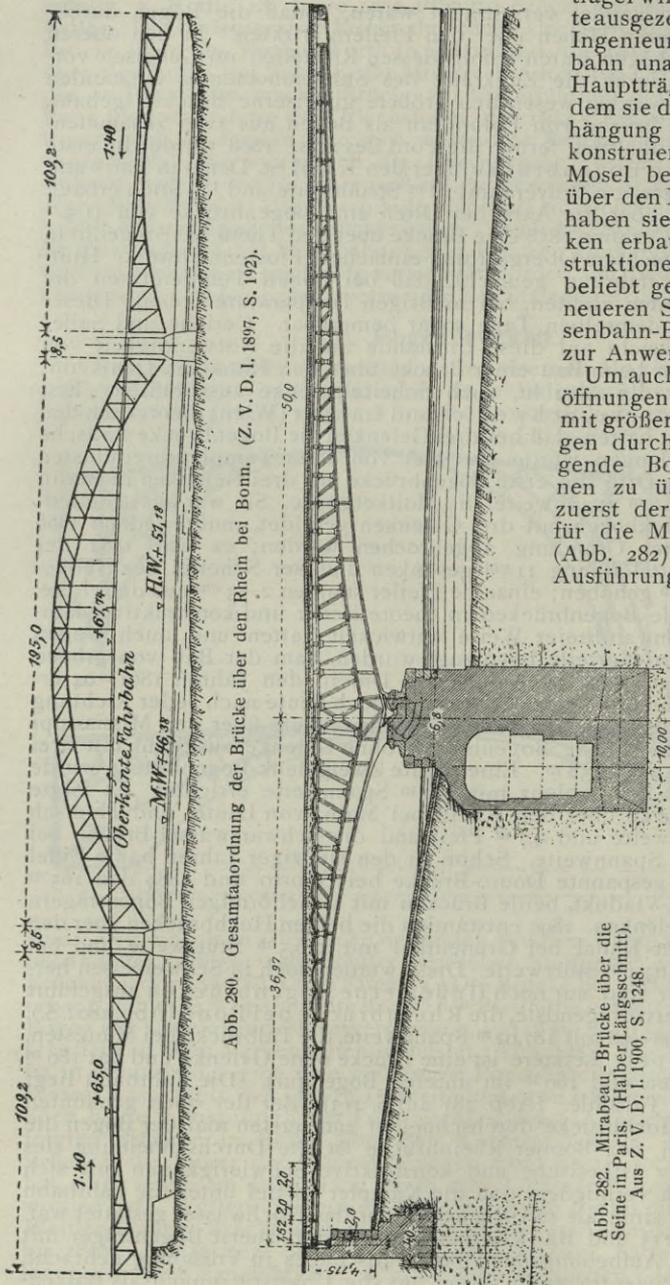


Abb. 280. Gesamtanordnung der Brücke über den Rhein bei Bonn. (Z. V. D. I. 1897, S. 192).

träger wirken. Vorgenannte ausgezeichnete Brücken-Ingenieure haben die Fahrbahn unabhängig von den Hauptträgern gemacht, indem sie die Fahrbahn-Aufhängung frei schwebend konstruierten. Ueber die Mosel bei Trarbach und über den Rhein bei Worms haben sie derartige Brücken erbaut. Diese Konstruktionen sind dann sehr beliebt geworden und bei neueren Straßen- und Eisenbahn-Brücken vielfach zur Anwendung gebracht.

Um auch kleinere Seitenöffnungen in Verbindung mit größeren Mittelöffnungen durch zusammenhängende Bogenkonstruktionen zu überbrücken, ist zuerst der Auslegerbogen für die Mirabeau-Brücke (Abb. 282) in Paris zur Ausführung gekommen, indem der Bogenträger über die Seitenöffnungen verlängert worden ist und zwar etwa um den halben Bogen. Die erste derartige in Deutschland erbaute Brücke ist die Chaussee-Brücke bei Mölln über den Elbe-Trave-Kanal in kleineren Abmessungen (Abb. 283). Als größte derartige Bogenbrücke in Europa ist der 1902 erbaute Viadukt in Frankreich anzusehen

Abb. 282. Mirabeau-Brücke über die Seine in Paris. (Halber Längsschnitt). Aus Z. V. D. I. 1900, S. 1248.

mit 220 m Mittelöffnung, welcher an sich nur noch durch die Bogenbrücke über den Niagara mit einer Kämpferweite von 256 m überschritten ist. Hier dürfte auch die vom Verfasser erbaute Treskow-Brücke bei Oberschöneweide Erwähnung finden (Abb. 17 S. 14), welche auch als Auslegerbogen anzusehen ist, jedoch mit aufgehobenem Horizontalschub. Letztere Brücke ist als Gerberbalken, d. h. mit zwei Gelenken in der Mittelöffnung montiert und vor Uebergabe an den Verkehr durch Festnietung des den Gelenken gegenüber liegenden Stabes in eine durchlaufende Konstruktion umgewandelt. Auch die vom Verfasser über den Stößensee konstruierte

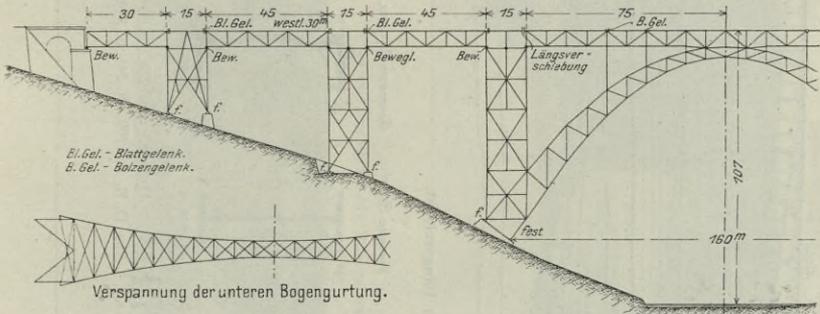


Abb. 281. Talbrücke bei Müngsten. (Halber Längsschnitt). (Nach Dietz. Die Kaiser-Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten).

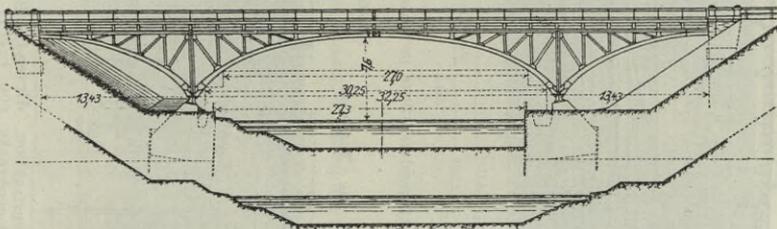


Abb. 283. Brücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln. (Z. V. D. I. 1900, S. 769).

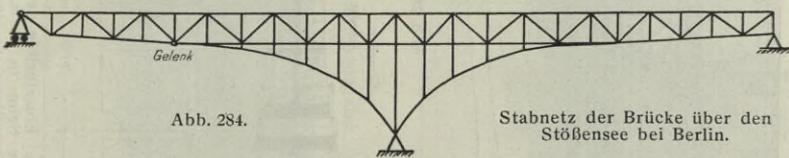


Abb. 284.

Stabnetz der Brücke über den Stößensee bei Berlin.

Auslegerbrücke kann als Bogenbrücke angesehen werden (Abb. 284). Diese besteht nur aus zwei einhäufigen Bogen zur Abspreizung eines Parallel-Fachwerkträgers. Mit Rücksicht auf die Auflagerung des einen Brücken-Endes auf einer 18 m hohen Dammschüttung im 20 m tiefem Moor ist hier von dem Auslegerpunkte aus nach dem Damm ein diesen wenig belastender, gelenkig angeschlossener Schleppträger ausgebildet, um den Sackungen des Dammes ohne Nachteil folgen zu können.

Die Verbindung eines steifen Bogens mit Parallelträgern ist zuerst ausgeführt für eine Okerbrücke in Braunschweig. Die Verbindung eines Stabbogens oberhalb eines Parallelträgers, als Langerbalken zuerst für die Murbrücke in Graz, dann durch Müller-Breslau für die Ihme-Brücke in Hannover.

Eine äußerst kühne Bogenbrücke muß hier noch Erwähnung finden: die

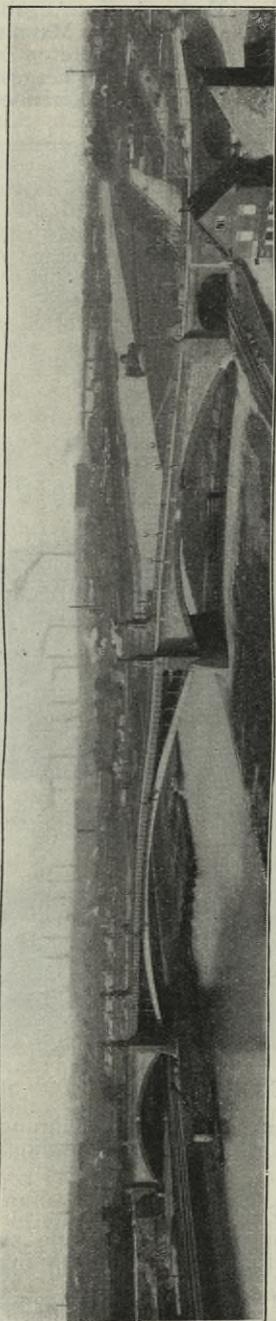


Abb. 287. Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim. (Aufnahme von der Lutherkirche aus).

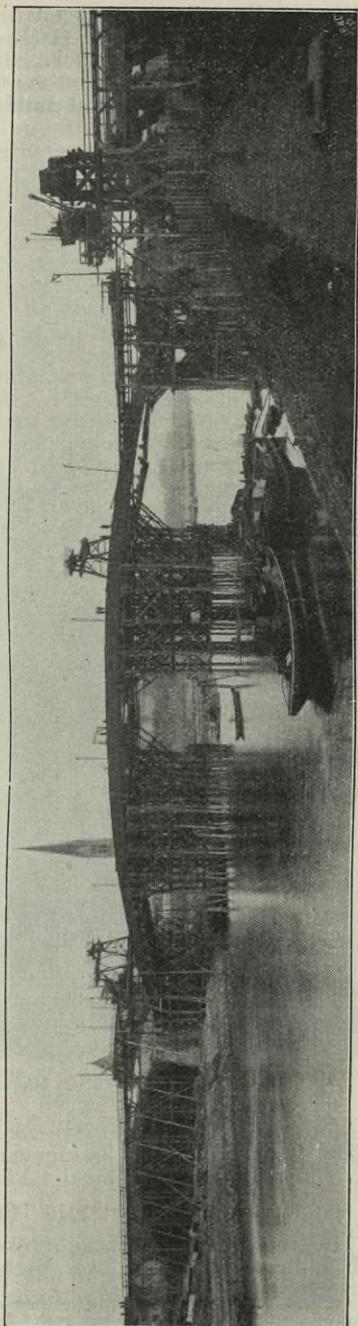


Abb. 288. Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim, Montagerüstungen.

Ein würdiges Seitenstück ist die nach dem Entwurfe der Augsburg-Nürnberg-Maschinenbau A.-G. (Rieppel) durch Eisenlohr in Mannheim 1907/8 ausgeführte Neckarbrücke, die als vollwandiger, genieteter Zweigelenkbogen aus Flußeisen von 113^m Stützweite und 7,3^m Pfeil hergestellt ist. Die Seitenöffnungen sind durch etwa 60^m weitgespannte Eisenbeton-

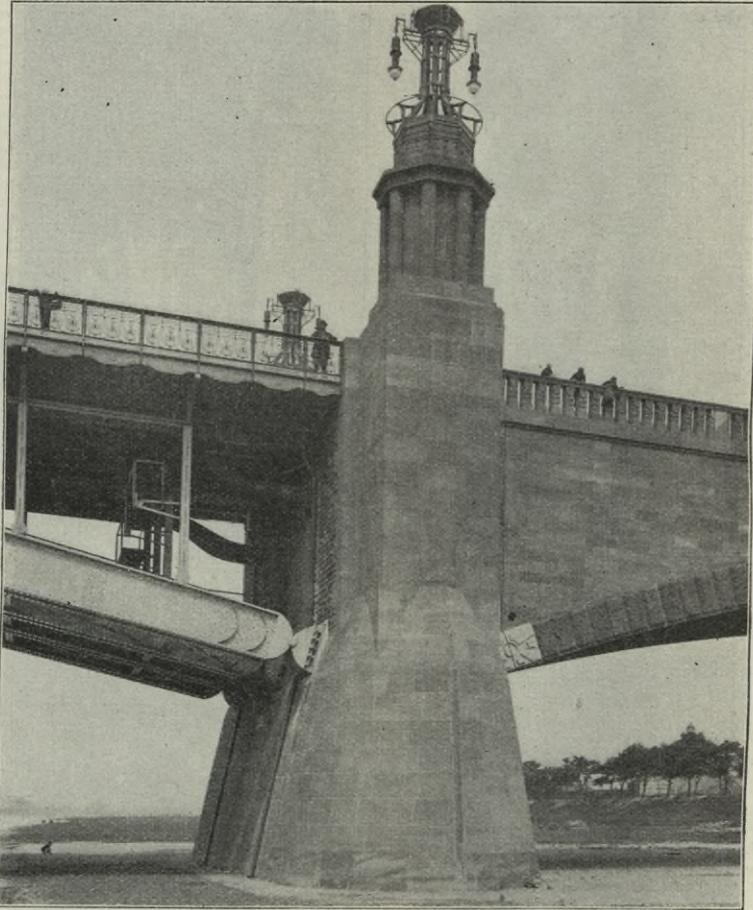


Abb. 289. Neckarbrücke in Mannheim. Bogenwiderlager mit Gelenk.

gewölbe überbrückt (Abb. 287—289). Abb. 288 zeigt die Ausführung der großen flachgespannten Zweigelenkbogen, Abb. 289 den Anschluß der Eisen- und Mauerbögen an die Pfeiler.¹⁾

c. Die Hängebrücken.

Die Anfänge der Hängebrücken führen viele Jahrhunderte zurück nach Indien und China, wo solche als Luftföhren zur Ausführung ge-

¹⁾ Vergl. Bernhard, Der Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim. Berlin, Jul. Springer 1901. Z. d. V. D. I. 1901. Ferner D. B. Z. 1900 S. 341 ff.

kommen sind. Seilbrücken sind zuerst 1585 in Europa ausgeführt. Die Schweizer sollen mit Artillerie bei Casal über den Po mittels solcher Brücke gegangen sein. Die erste eiserne Hängebrücke in Deutschland ist 1734 über die Oder bei Glogwitz errichtet. In England ist 1741 eine 18^m weite, 0,6^m breite, für Bergwerkshunde bestimmte Hängebrücke errichtet, deren Fahrbahn aber der Kettenlinie folgte. Erst 1796 wurde von Finlay über den Jacobs-Creek die erste eiserne Hängebrücke mit wagrechter Fahrbahn für 21^m Weite errichtet, weshalb man wohl Finlay als den Erfinder der eigentlichen Hängebrücken ansieht und sein Werk als Vorbild für zahlreiche zu Anfang des vorigen Jahrhunderts erbaute Kettenbrücken in Amerika und Europa für den Straßenverkehr benutzte. Man legte zuerst so viele Wagenketten nebeneinander, wie man für nötig hielt. Dann kam 1817 Smith beim Bau einer 80^m weiten Fußgängerbrücke auf den Plan, statt der Ketten längere Eisenstäbe mit umgebogenen Enden auszubilden. 1820 traf Samuel Brown beim Bau einer Brücke für Wagenverkehr von 137^m Weite über den Tweed, nachdem die vorgenannte Verbindung der Kettenstäbe sich nicht bewährt hatte, die Anordnung, Rundenisen mit geschweißten Augen anzuwenden. Erst im Jahre 1811 benutzte Brown hochkantige, durch Bolzen verbundene Flacheisen zur Herstellung der Kette, und diese Konstruktion ist auch bis heute für die Kettenstäbe vorbildlich geblieben. Die Kühnheit der nun entstehenden Hängebrücken ist eine außerordentliche. Die Menai-Straße wurde mit 176^m Spannweite schon 1826 überbrückt und die Augen in den Kettengliedern wurden durch Telford zuerst hergestellt. Zwischen Ofen und Pest wurde durch den Engländer Clark eine Kettenbrücke mit 203^m Spannweite 1845 erbaut (Abb. 200 S. 218) und 1903 wurde hier dieser nach neuzeitlichen Grundsätzen die Schwurplatz-Brücke mit einer Mittelöffnung von 290^m als versteifte Hängebrücke zur Seite gestellt. (Vergl. Abschnitt II dieses Kapitels).

Die Anwendung von Drahtseilen anstatt der Ketten ist Verdienst der amerikanischen Ingenieure. 1815 wurde eine solche Drahtseilbrücke bei Pittsburg mit 124^m Spannweite ausgeführt. Anklang fanden diese besonders in Frankreich und in der Schweiz. Im Jahre 1850 stürzte bei Angers eine Drahtseilbrücke über die Loire ein, als Militär darüber marschierte und sie anstatt nach der Berechnung mit 200^{kg/qm} mit 500^{kg/qm} belastete. Andere Drahtseil-Hängebrücken, z. B. 1866 in Mährisch-Ostrau, stürzten ein infolge Verrostung an einer der Beobachtung entzogenen Stelle der Spannkette.

Die größten Verdienste um die Entwicklung des Baues einwandfreier Drahtseil-Hängebrücken erwarben sich die Ingenieure August und Washington Röbling in Amerika. Der erstere überbrückte den Niagara-Fall mit Hängebrücken von 250^m Spannweite, welche jedoch durch andere Konstruktionen inzwischen ersetzt worden sind; der letztere erbaute die Brooklyn-Brücke über den East River zwischen New-York und Brooklyn, die 1883 vollendet, eine größte Spannweite von 488^m hat, mit zwei halb so großen Seitenöffnungen und einer 45^m breiten Fahrbahn, die so hoch über dem Fluß liegt, daß Seeschiffe darunter hindurch fahren können. Jedes der vier Kabel letzterer Brücke bestand aus 500 einzelnen Gußstahl-Drähten, welche nicht gezwirnt, sondern parallel gelagert und dann durch Umwicklung von Drähten zusammengehalten sind, um eine gleichmäßige Verteilung der Spannungen zu erzielen. Sie dient noch heute dem Verkehr und soll in den nächsten Jahren für den inzwischen schwerer gewordenen Verkehr verstärkt werden. Das in Europa stark erschütterte Vertrauen zu den Drahtseil-Hängebrücken ist inzwischen durch die Röbling'schen Erfolge wieder erheblich gestärkt worden. Eine zweite Kabel-Brücke über den East River konnte im Jahre 1903 vollendet werden, die sogenannte Williamsburg-Brücke (Abb. 201 und 202 S. 219), mit einer Mittelöffnung von 488^m. Im Jahre 1910 ist schließlich die Manhattan-Brücke in der Nähe der Brooklyn-Brücke dem Verkehr übergeben, eine Kabelbrücke mit

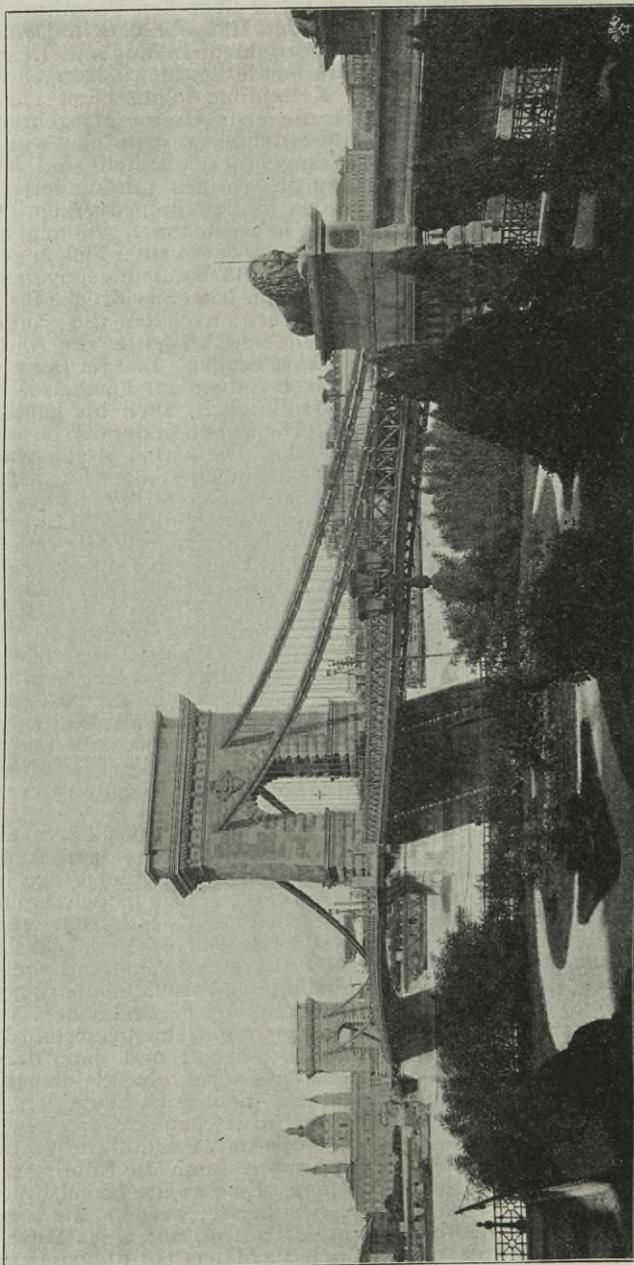


Abb. 290. Alte Kettenbrücke über die Donau in Budapest, von Clark 1845 erbaut. Aus Deutsche Bauzeitung 1904, S. 97.

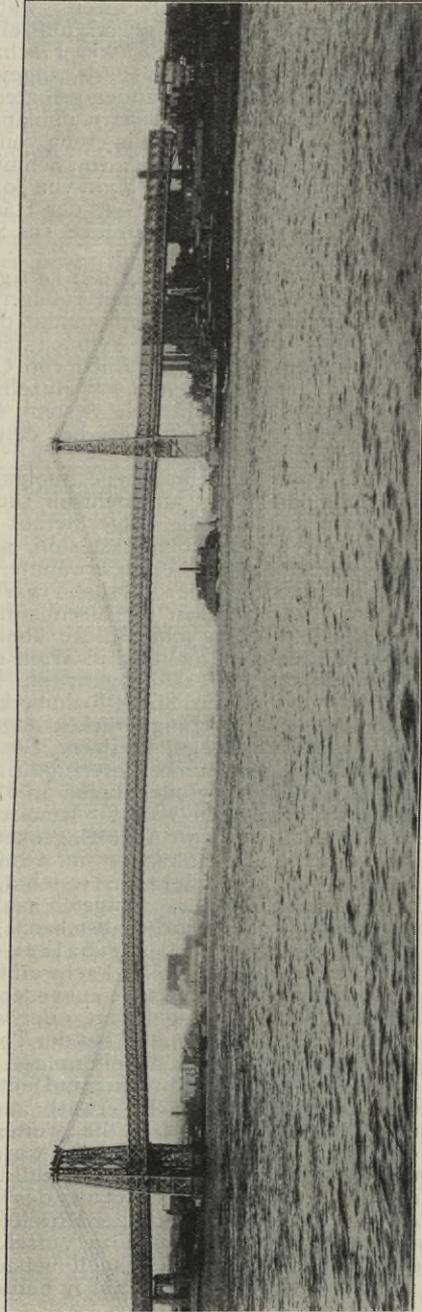
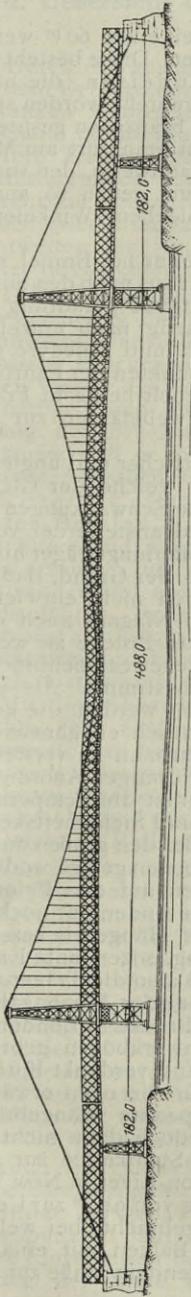


Abb. 291 und 292. Williamsburg-Brücke über den East River in New York.
(Der Längsschnitt aus Zeitschrift des Vereins Deutscher Ingenieure Jahrg. 1904).

Versteifungsträgern und Strebenfachwerk, während die Williamsburg-Brücke Versteifungsträger mit Netzwerk aufweist.

Eine dritte Anordnung wurde von Flachat bei einer 60^m weiten Brücke über die Seine bei Suresnes (Paris) angewendet. Diese besteht aus einem Paket von zwanzig aufeinander gelegten Bandeisen, die nicht vernietet, sondern mit Klemmbüchsen aufeinander gepreßt worden sind; die Brücke ist 1870 während der Belagerung von den Franzosen gesprengt worden. Eine andere Anordnung ist von Schmick in Frankfurt am Main für eine Fußgängerbrücke über den Main von 80^m Spannweite, den sogen. „Eisernen Steg“, ausgeführt. Hier ist der Hängegurt genau so ausgebildet, wie der Gurt einer Balkenbrücke aus Stehblechen, Winkeleisen und darauf gelegten Kopflatten.

In bezug auf die Entwicklung der Längenform hat Brunel zwei halbe Bogen, welche von einem höheren Auflagerpunkt aus nach den Seiten herabführen, angegeben. Von Brown stammt die Angabe geradlinig gespannter Zugbänder, die von den Pylonen fächerartig nach einzelnen Punkten der Fahrbahn verlaufen. Auch von Ordish und Lefeuve sind außer den Hängeseilen Spannketten von einzelnen Punkten der Fahrbahn nach den Pylonenköpfen geführt, ein System, das noch heute in Frankreich beliebt ist und besonders dort bei den Schwebefähren zur Anwendung gekommen ist.

Da nun die Ketten und Hängeseile infolge plötzlicher und ungleichmäßiger Belastung die Form anzunehmen suchen, welche der Gleichgewichtslage entspricht und die Folge hieraus starke Schwankungen der Fahrbahn unter der beweglichen Last sind, so sind anstelle der vorerwähnten Mittel neuerdings die bereits erwähnten Versteifungsträger hinzutreten. Die Beweglichkeit der Fahrbahn war auch der Grund, daß die Verwendung der Hängebrücken für Eisenbahnen sich nicht entwickeln konnte, obwohl die Röbling'sche Brücke über den Niagara auch dem Eisenbahnverkehr diente. Eine 1860 in Wien erbaute Brücke ist wegen mangelnder Betriebssicherheit 1884 abgetragen. Die neuen Straßenbrücken in New York sind jedoch für Schnellbahnverkehr bestimmt. Als vollständig veraltet müssen die Hängebrücken angesehen werden, die keine hinreichenden Versteifungsträger besitzen. Geschichtlich erwähnenswert sind die Vorschläge, durch starke Unterzüge die Fahrbahn zu versteifen, ferner Hilfsseile von den Pylonenköpfen in fächerförmiger Anordnung, wie sie von Brown angestrebt war; für letztere können die Temperaturänderungen gefährlich werden. Auch Gegenketten und Sicherheitsketten nützen gegen seitliche Schwankungen nur wenig. Bei den großen amerikanischen Brücken sind die Kabel zuerst in schräge Ebenen gelegt, wodurch die Kabel in Brückenmitte am wenigsten und oben auf den Pylonenköpfen am weitesten von einander abstehen. Heute finden nur noch die Kabelbrücken mit Versteifungsbalken oder Hängebrücken mit Versteifungstragwänden, d. h. voller Fachwerkfüllung, sogenannte Fachwerkhängebrücken, Verwendung; entweder sind also die Träger vollständig als Bogenfachwerk ausgebildet, oder wie bei der Monongahela-Brücke in Pittsburg (vgl. später) und bei der Tower-Brücke in London die Hängeträger aus umgekehrten sichelförmigen Fachwerkbögen gebildet.

Die Verwendung von Kabelbrücken in Deutschland verdankt Kübler in Eßlingen viele Fortschritte. Er erwarb auch für die oben erwähnte Schwurplatz-Brücke in Budapest, die weitestgespannte Hängebrücke Europas, den ersten Preis. Diese Brücke wurde jedoch dann nicht mit Kabeln, sondern mit aus Augenstäben gebildeten Stahlketten zur Ausführung gebracht. Für die Ueberbrückung des Hudson-River in New York hat Lindenthal eine Brücke mit einer Mittelöffnung von 944^m zur Ueberführung von acht Eisenbahngleisen in Vorschlag gebracht, bei welcher sowohl versteifte Hängebögen als auch versteifte Balken mit einander vereinigt worden sind und Nickelstahl in hervorragendem Maße zur Verwendung kommen soll.

d. Uebersicht der neueren Entwicklung eiserner Brücken in Deutschland.

Durch die gewaltige Entwicklung des Verkehrs sind die Fortschritte auf dem Gebiete der Brückenbaukunst unmittelbar hervorgerufen. Keine Schranken kennend, fordert er die Lösung immer größerer Aufgaben, gleichviel ob die Flußmündungen oder Talgründe noch so breit sind oder ob ihre Tiefen derart sind, daß der Einbau fester Rüstungen für die Bauausführungen ganz ausgeschlossen ist. Andererseits beansprucht der Verkehr auf den zu überbrückenden Wegen selbst, z. B. auf Schiffsahrtsstraßen oder Eisenbahnen an großstädtischen Bahnhöfen, immer größere Lichtweiten, um in seiner freien Entwicklung nicht durch eingebaute Pfeiler oder Säulen beengt zu werden.

Die günstige Bodengestaltung hat nun insbesondere in Deutschland eine Verengung des Verkehrsnetzes gestattet, ohne anfangs in bezug auf Spannweiten der Brücken besonders große Anforderungen zu stellen. Der heimische Brückenbau war dadurch in der glücklichen Lage, bis zum letzten Viertel des vorigen Jahrhunderts sich mit kleineren Aufgaben zu beschäftigen und hierbei in der theoretischen und konstruktiven Ausbildung der Brückenträger sich in so gründlicher Weise zu vervollkommen, daß er in theoretischer Hinsicht anderen Ländern bei ihren größeren Aufgaben zum Lehrmeister geworden ist.

Ritter, Culmann, Schwedler, Gerber, Winkler, Mohr, Müller-Breslau, Landsberg, Mehrrens und Zimmermann sowie viele ältere und jüngere Theoretiker und Praktiker haben die richtigen Wege gefunden, um die statischen Berechnungen selbst für die größten Spannweiten mit einer durch die Erfahrung bestätigten Folgerichtigkeit durchzuführen. In neuerer Zeit treten dazu die Bestrebungen, die an sich durch die Forderung der günstigen Baustoffverteilung und billigsten Ausführungsweise gebotene nüchterne Form und Liniengestaltung künstlerisch auszubilden.

Mit dieser Entwicklung steht in ständiger Wechselbeziehung die Entwicklung der Eisenerzeugung, vom Gußeisen ausgehend, welches die Spannweite eng begrenzte und nur ganz zu Anfang eine verschwindende Bedeutung erlangte, bis zum Flußeisen, das heute fast ausschließlich im Brückenbau verwendet wird, und schließlich bis zur Herstellung des Nickelstahles und der Stahlkabel, welche in der Zukunft des Brückenbaues eine wichtige Rolle zu spielen versprechen.

Von bahnbrechender Bedeutung für die Stärkenbemessungen der einzelnen Brückenteile ist die Baustoffprüfung geworden, welche seit den fünfziger Jahren sich zu einer besonderen Wissenschaft herausgebildet hat, an deren Spitze die Namen Bauschinger und Bach glänzen. Bereits 1854 wurden in München größere Stäbe, wie sie in der Praxis vorkommen, zerrissen und die Kenntnis von der Festigkeit des Eisens und deren Gesetze derart allmählich ergänzt, daß sie zur sicheren Grundlage der Berechnung gemacht werden konnten. Wöhler fand, daß insbesondere der Unterschied in der Spannung, welche durch wechselnde Beanspruchung hervorgerufen wurde, für die Zerstörung des Stoffzusammenhanges maßgebend sei, sodaß man die zulässige Beanspruchung heute nach dem Verhältnis der veränderlichen Last zur ständigen Last und der Art und Dauer der veränderlichen Last richtet.

Auch der Querschnittsausbildung selbst wird in Deutschland große Aufmerksamkeit gewidmet. Es wird auf eine gute Stoffverteilung um die Kraftlinien bei genau zentrischem Anschlusse der einzelnen Stäbe in den Knotenpunkten, auf eine bequeme Ausführung der Gesamtstöße und andere Einzelheiten besonderer Wert gelegt, wie z. B. auf eine gute Anordnung der Niete in den Knotenpunkten zwecks Vermeidung von Nebenspannungen.

Während in den fünfziger Jahren des vorigen Jahrhunderts noch mittels der Flächenaufleger, welche infolge der Trägereinbiegungen die Mauerkanten einseitig preßten, gebaut wurde, finden wir bereits 1854 das Tangentiallager eingeführt, dessen Grundgedanke heute überall als richtig anerkannt und durchgeführt wird; das spätere Bolzenlager bildet nur eine Nebenform des Grundgedankens. Wegen der Ausdehnung der Brückenträger infolge von Wärme-Unterschieden sind die Pendel- und Rollenlager in Deutschland entstanden, die in neuerer Zeit bei breiteren Brücken wegen der Querausdehnung durch die Anwendung von längsliegenden Rollen über den querliegenden oder auch durch Schrägstellung der Rollen verbessert worden sind. Diese deutschen Konstruktionen bürgern sich mehr und mehr ein.

Der Bolzenverbindung aller in einem Knotenpunkte zusammentreffenden Stäbe zur Erzeugung einer gelenkartigen Wirkung der Verbindung hat man in Europa niemals großen Wert beigelegt, es sei denn, daß man für fernliegende Bauwerke zur Vermeidung des Bedarfes größerer Zahl gelernter Nieter beim Zusammenbauen die Bolzenverbindung bevorzugte. Mehr ist auf sorgsam überlegte und billigere Vernietungen Bedacht genommen, welche sich überdies bei Betriebsunfällen als wesentlich sicherer und widerstandsfähiger erwiesen haben. Das wird auch selbst in Amerika neuerdings anerkannt, wo die Bolzenverbindung früher durchweg bevorzugt wurde. In neuerer Zeit sind dahingegen bei weitgespannten Brücken zuerst in Deutschland gelenkartige Auflagerungen der Querträger eingeführt, um die ganz bedeutenden Zusatzspannungen zu vermeiden, welche durch die feste Vernietung erfolgen. Kurz, es ist in allen Einzelheiten rastlos mit Gründlichkeit studiert und verbessert worden, und zwar nicht bloß an den Einzelheiten des Ausbaues, sondern auch an denen der Berechnungsmethoden.

Insbesondere ist der Einfluß, den eine einzelne Last (1^t) bei ihrer Bewegung über die Träger auf deren einzelne Glieder hervorruft, untersucht. Von großer Wichtigkeit ist die Rolle, welche die zeichnerische Darstellung und Berechnung der Kräfte und deren Einflüsse dabei spielt. Letztere gewinnt selbst bei den verwickeltesten Fällen eine vorzügliche Uebersicht über die jeweils ungünstigste Gruppierung der Lasten und äußeren Kräfte auf dem Träger, die für die Berechnung der inneren Kräfte in Frage kommt. Diese Verfahren sind derart ausgebaut, daß es heute jedem wissenschaftlich gebildeten und gereiften Konstrukteur gelingen wird, ohne unüberwindliche Schwierigkeiten, für jede brauchbare Trägerbauart mit Hilfe von „Einflußlinien“ die ungünstigste Lastverteilung und damit die denkbar größten Beanspruchungen des untersuchten Konstruktionssteiles innerhalb der praktisch erforderlichen Grenzen rechnerisch genau festzustellen. Mit Hilfe der Darstellung der elastischen und sonstiger Formveränderungen in den einzelnen Teilen „statisch unbestimmter“ Trägergebilde, welche vielfach auch höheren ästhetischen Anforderungen genügen, läßt sich das Spiel der Kräfte von ihren Angriffspunkten bis zu ihrem Verlauf im Baugrunde stets verfolgen. Nach der wirtschaftlichen Erstarkung Deutschlands konnten daher seine Ingenieure mit Leichtigkeit die großen Aufgaben, welche auf dem Gebiete des Brückenbaues gestellt wurden, übernehmen und diese mit einer Meisterschaft lösen, welche sich nur dort einstellt, wo theoretisches Erkennen und praktisches Können gründlich geschult wird.

Am besten spiegelt sich dieser Werdegang in Deutschland in den Zusammenstellungen größerer eiserner Brücken auf den folgenden Seiten wieder. Daran schließt sich eine Zusammenstellung baulich und geschichtlich bemerkenswerter eiserner Brücken unter Benutzung der ausführlicheren Angaben von Mehrten an. Diese soll auf die Wege für das nähere Studium der Ausführungen namentlich neuerer Brückenbauten durch entsprechende Literaturangaben nach Möglichkeit hinweisen.

Aeltere eiserne Brücken in Deutschland vor 1890.¹⁾

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
1	1850—1857	Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau. Parallelträger mit Gitterwerk	Lentze	6	121
2	1850—1857	Eisenbahnbrücke über die Nogat bei Marienburg. Parallelträger mit Gitterwerk	Lentze	2	98
3	1855	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Cöln. Parallelträger mit Gitterwerk	Lohse	4	98
4	1860—1862	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz, Pauli-Träger mit Fachwerk	Pauli, Gerber, Werder	4	105
5	1861—1863	Eisenbahnbrücke über den Inn in Passau. Parallelträger mit mehrfachem Fachwerk	A.-Ges. Nürnberg	1	90,40
6	1862—1864	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Coblenz. Bogenbrücke	Hartwich	3	96,70
7	1863—1864	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Griethausen. Parallelträger mit dreiteiligem Ständerfachwerk der Bauart Mohnié	Hartwich	1	100
8	1865—1867	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mannheim. Parallelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Benkiser	3	90
9	1868—1870	Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hamburg. Lohse-träger	Lohse	3	96,35
10	1868—1870	Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Harburg. Lohse-träger	Lohse	7	96,35
11	1869	Fußgängerbrücke über den Main in Frankfurt. Dreigelenk-Hängebrücke	Schmick	1 2	79,69 39,56
12	1869	Drahtsteg über die Donau in Passau	Seidl	1	125,0
13	1869—1871	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Hamm. Parabelträger mit dreiteiligem Fachwerk	Harkort	4	103,62

¹⁾ Unter teilweiser Benutzung von Mehrtens, Vorlesungen über Ing.-Wiss. Abt. Brückenbau Bd. I. Leipzig, Engelmann, wo ausführlichere geschichtliche Daten zu finden sind.

No	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Oeffnungen	
				Anzahl	Weite m
14	1871—1872	Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Weichsel bei Thorn. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Schwedler	5 1 1	97,30 39,00 36,00
15	1871—1874	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Wesel. Halbparabelträger mit dreiteiligem Ständerfachwerk	Funk	4 6	98,30 19,20
16	1873—1874	Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Tetschen. Parallelträger mit engmaschigem Fachwerk	Helwag, Benkiser	2 2	100,0 23,2
17	1872—1875	Eisenbahnbrücke bei Tilsit mit der Nszleukis- und der Kurmerszeries - Brücke. Abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk	Schwedler	5 2 10	96,7 13,2 68,0
18	1873	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Rheinhausen. Zweiteiliges Strebenfachwerk	Haitrich	4	97,0
19	1873—1875	Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Halbparabelträger	Schwedler	5	94
20	1874—1875	Eisenbahnbrücke bei Stettin. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Harkort	1	92,0
21	1875—1876	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Germersheim, Pfälzische Bahn. Parabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Benkiser	3	90,0
22	1876—1878	Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hohnstorf, Lauenburg. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Schwedler	3 3	100,0 50,0
23	1876—1879	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Coblenz. Bogenbrücke	Hilf, Altenloh, Dörenberger	2	106
24	1876—1879	Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Weichsel bei Graudenz. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Schwedler	1	97,3

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
25	1876—1879	Eisenbahnbrücke über den Rhein oberhalb Coblenz. Fachwerkbogen mit Kämpfergelenken	Gutehoffnungshütte	4	97,0
26	1877—1878	Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Elbe bei Riesa. Parabelträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk. (Aufhebung des Zuges im Untergurt für das Eigengewicht durch künstliche Anspannung)	Köpcke	3 1	100,0 43,4
27	1880	Straßenbrücke über die Saale bei Calbe. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk	Gutehoffnungshütte	1	104
28	1882—1885	Straßenbrücke über den Rhein bei Mainz. Bogenbrücke	Lauter	1 2 2	104,0 88,0 87,0
29	1884—1887	Straßenbrücke über die Elbe bei Hamburg. Lohseträger	A. Meyer, Gleim, Engels	3	101

Neue eiserne Brückenbauten in Deutschland nach 1890.

A. Balkenbrücken.

1	1889—1890	Eisenbahnbrücke über die Nogat bei Marienburg. Abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und unten hängender Fahrbahn	Schwedler, Mehrtens	2	103,2
2	1888—1891	Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Dirschau. Abgestumpfte Linsenträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk und unten hängender Fahrbahn	Schwedler, Mehrtens	6	129
3	1889—1890	Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Gerber-Balken in Hängebrückenform	Gerber und Rieppel	1 2	74,70 56,15
4	1890—1893	Eisenbahnbrücke über die Norderelbe bei Hamburg. Lohseträger	NachLohse (Gutehoffnungshütte)	3	101
5	1891—1893	Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Fordon. Halbparabelträger	Mehrtens (Harkort, Gutehoffnungshütte)	5 13	100,0 62,0

No	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				An- zahl	Weite m
6	1893—1895	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Roppenheim. Halbparabel- und Parallelträger	Generaldirektion der Reichseisenbahnen	3	92,0
				4	31,05
7	1896	Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh. Halbparabelträger mit schrägen Endständern	K. Eisenb. - Dir., Berlin	1	100,0
8	1898	Kaisersteg über die Oberspree bei Berlin. Auslegerträger mit Mittelstoß, Hänge - Obergurt und Spannbogen	Müller-Breslau	1	86,0
				2	43,0
9	1903	Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Havel bei Brandenburg. Halbparabelträger mit halben Diagonalen	Bernhard	1	90,0
10	1903—1904	Straßenbrücke über die Ringbahn am Bahnhof Gesundbrunnen - Berlin. Gerber-Balken	Hedde	1	108,0
				2	60,0
11	1904—1907	Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg. Auslegerträger mit 2 Gelenken in der Mittelöffnung und je einem in den Seitenöffnungen	Rieppel	1	203,4
				1	128,3
				1	121,6
				1	88,9
12	1907—1908	Eisenbahnbrücke über die Oder bei Neusalz. Halbparabelträger	Beuchelt & Co.	1	100,0
				4	40,4
				13	27,15
				1	13,0
13	1907—1908	Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Marienwerder. Halbparabelträger, Flutöffnungen, Parallelträger	K. Eisenb.-Dir., Danzig	5	130,0
				5	78,0

B. Hängebrücken.

1	1891—1893	Straßenbrücke über die Elbe bei Loschwitz. Fachwerk-Hängebrücke	Köpcke	1	146,88
				2	61,76
2	1897—1898	Straßenbrücke über die Argen bei Langenargen. Versteifte Kabelbrücke	Leibbrand und Kübler		72

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öff- nungen	
				An- zahl	Weite m
C. Bogenbrücken.					
1	1891—1892	Straßen- und Eisenbahn- brücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Grün- enthal. Sichelförmiger Zweigelenk-Fachwerkbo- gen. Deutsche Bauz. 1895	Greve	1	156,5
2	1893—1894	Straßen- und Eisenbahn- brücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal bei Le- vensau. Zweigelenk-Fach- werkbogen. Ztschr. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1898	Lauter, Gutehoff- nungshütte	1	163,4
3	1893—1897	Eisenbahnbrücke über das Wuppertal bei Müngsten (Kaiser-Wilhelm-Brücke). Gelenkloser Fachwerkbo- gen-Parallelträger mit Ge- rüstpfeilern. Ztschr. d. V. D. I. 1896	Rieppel	1	170
4	1895—1896	Straßenbrücke über die Do- nau bei Straubing. Zwei- gelenk-Fachwerkbogen	Rieppel	1	91
5	1897—1898	Straßenbrücke über den Rhein bei Bonn. Zwei- gelenk - Fachwerkbogen. Festschrift der Stadt Bonn. D. B. Z. 1898	Krohn	1 2 1	187,2 93,6 32,5
6	1897—1899	Straßenbrücke über den Rhein bei Düsseldorf. Zweigelenk-Fachwerkbo- gen. Zeitschr. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1898	Krohn	2 1 1 1 1	181,25 60,36 63,36 57,02 50,64
7	1897—1899	Straßenbrücke über den Rhein bei Worms. Si- chelförmiger Zweigelenk- Fachwerkbogen. D. Bauz. 1900	Rieppel	1 2	105,6 94,4
8	1897—1899	Straßenbahnbrücke über die Süderelbe bei Har- burg. Fachwerkbogen mit Zugband. Z. f. Arch. u. Ing.-Wes. 1898	Rieppel u. Gleim	4 6	100,1 31,15
9	1898—1900	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms. Fach- werkbogen mit Zugband. D. Bauz. 1900	Seifert und Back- haus, Harkort	2 1 17	102,2 116,8 34,9 bis 38,7

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
10	1901—1903	Straßenbrücke über die Elbe bei Magdeburg. Zweigelenk-Fachwerkbogen. D. Bauz. 1903	Union Dortmund, Holzmann	1	135
11	1902—1903	Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz. Stromöffnungen: Bogenfachwerk mit Zugband; in den Nebenöffnungen: Parallelträger mit einteiligem Strebenfachwerk. Deutsche Bauz. 1903	Rieppel, Seifert	2 2 1 6	116,8 107,2 93,8 39,2
12	1903—1904	Treskow-Brücke, Straßenbrücke über die Spree oberhalb Berlin. Durchgehende Träger mit Mittelbogen und Zuggurt. Sonderdruck d. Z. d. V. D. I. 1904. D. B. Z. 1904	Bernhard	1 2 1	78 37,5 6,0
13	1905—1907	Straßenbrücke über die Memel in Tilsit. Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken und Zugband. Z. d. Bauv. 1907	Beuchelt & Co.	3 1 1	105,6 49,28 27,72
14	1906—1907	Straßenbrücke über die Oder bei Beuthen. Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken u. Zugband	Beuchelt & Co.	1 II	101,76 35,34
15	1906—1908	Zweite Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim. Zweigelenkblechbogen. Deutsche Bauz. 1908, S. 266	Rieppel	1	114,0
16	1908—1909	Eisenbahnbrücke über den Rhein in Cöln (Südbrücke) Auslegerbogenträger, Gelenke i. d. Seitenöffnungen	Gesellschaft Hartkork, Seifert & Backhaus	1 2 3	165,00 101,50 56,00
17	1908—1910	Eisenbahnbrücke über den Rhein in Cöln (Nordbrücke). ¹⁾ Zweigelenkbogen mit Zuggurt	Gesellschaft Hartkork, Seifert u. Backhaus	1 1 1	167,75 122,56 118,88

Konstruktiv und geschichtlich bemerkenswerte eiserne Brücken nach Mehrtens.²⁾

I. Gußeiserne Bogenbrücken.

I	1776—1779	Severnbrücke bei Broseby, in der Nähe von Coalbrookdale, Shropshire, England. W. L. Riedel, Nachrichten von eisernen Brücken, Berlin 1797. B. I	Reynolds u. Darby	1	32,0
---	-----------	---	-------------------	---	------

¹⁾ Diese Eisenbahnbrücke wird zweimal ausgeführt; der zweite Brückenzug soll 1911 fertig gestellt sein.

²⁾ Mehrtens, Vorlesungen über Ing.-Wiss. Abt. Brückenbau Bd. I, Leipzig, Engelmann.

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
2	1794—1796	Brücke über das Striegauer Wasser bei Laasan, Schlesien, Deutschland. W. L. Riedel, wie unter 1	Eisenhütte Malapane	1	13,0
3	1824—1826	Weidendammerbrücke über die Spree in Berlin. Günther, Beschreibung d. Weidendammerbrücke zu Berlin. Verhandl. d. V. z. Beförd. d. Gewerbebl. in Preußen 1828. S. 86	Kgl. Bauverwaltung	5	7,82 bis 9,25
4	1848—1851	Victoriabrücke über die Themse bei Windsor. Allg. Bauz. 1854	Page	1	36,6
5	1858	Rock - Creek - Brücke bei Washington, Amerika (Georgetown-Creek). Ann. d. ponts et chauss. 1863 u. Engineering I 1867	Meigs	1	61,0
6	1872—1873	Seinebrücken in Surèsnes bei Paris	Martin	1 1	44,0 52,0
7	1886	Batterseabrücke über die Themse in London	Joseph Bazalgette	2 2 1	34,5 42,5 49,5
8	1888—1890	Albertbrücke über den Lurganfluß in Belfast, Irland	Bretland	3	28,0

II. Kettenbrücken.

9	1818	Tweedbrücke b. Dryburgh-Abbey	J. u. W. Smith	1	80,0
10	1819—1826	Menai-Brücke bei Bangor. Provis, An historical and ... ¹⁾ London 1828. Rickmann, The life of Th. Telford, London 1828	Th. Telford	1	176,5
11	1822—1826	Conway-Brücke bei Schloß Conway. Die Kettenbrücken über die Meerenge Menai, die von Aber-Conway u. Hammersmith, s. Verh. d. V. f. d. Beförd. d. Gewerbebl. in Preußen 1828 S. 234	Th. Telford	1	98,0
12	1824—1827	Hammersmithbrücke über die Themse in London. S. No. 11	W. T. Clark	3	128,7

¹⁾ Provis, An historical and descriptive account ou the suspensionbridge, constructed over the Menai-strait in North-Wales.

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
13	1824—1825	Sophienbrücke über den Donaukanal in Wien. v. Mitis, Die Sophienbrücke oder beschreibende Darstellung der ersten Kettenbrücke in Wien usw. Wien 1826. — Ueber die in Wien bestehenden Kettenbrücken. Allg. Bauz. 1836, S. 121	Schnirch v. Kudriaffsky	1	75,0
14	1824—1825	Saalebrücke bei Nienburg in Anhalt-Cöthen. Die Nienburger Brücke. Verh. d. V. f. d. Beförd. d. Gewerbefl. in Preußen 1826	Bandhauer	1	78,0
15	1824—1826	Aegyptische Brücke über die Fontanka, Petersburg. G. de Traitteur, Description des ponts en chaines, exécutés à Petersburg sous la direction de Son Altesse Royale le duc de Wurtemberg en 1824. St. Petersburg 1825	Traitteur	1	54,8
16	1827—1828	Karlsteg über den Donaukanal in Wien. Ignaz Edler von Mitis, Die Karlsbrücke oder Beschreibung der ersten Stahlkettenbrücke in Wien. Wien 1829	v. Mitis	1	95,0
17	1836—1839	Weserbrücke bei Hameln. Dolezalek, Die Weserbrücke in Hameln. Deutsche Bauzeitung 1892 S. 97	Wendelstadt	2	95,0
18	1840—1864	Cliftonbrücke über den Avon bei Bristol. Humber, A complete treatise on cast and wrought iron bridge construction. 3. Aufl. 1870	Brunel u. Hawkshaw	1	214,0
19	1842—1844	Ruhrbrücke in Mülheim. Malberg, Die Fabrikation der Ketten für die in den Jahren 1842—1844 gebaute Kettenbrücke über 1849	Malberg	3	97,6
20	1842—1845	Neckarbrücke in Mannheim	Wendelstadt	1 2	86,0 43,0
21	1839—1845	Brücke über die Donau in Budapest	Clark	3	202,4

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
22	1867—1868	Moldaubrücke in Prag (Franz - Joseph - Brücke) Melan, Konstruktion der Hängebrücken. Handb. d. Ing.-Wiss. II. Band 5. Abt. S. 227. Vortrag von Fink über die neue Moldaubrücke in Prag. Z. d. österr. Ing. u. Arch.-Ver. 1868. S. 115	Ordish-Lefevvre	3	146,6

III. Drahtkabelbrücken.

23	1828	Saônebrücke über die Insel Barbe bei Lyon. Morandière (s. No. 27)		2	102,0
24	1832—1834	Saanetalbrücke in der Straße Bern-Freiburg in Freiburg in der Schweiz. M. Chaley, Pont suspendu de Fribourg (Suisse) Paris 1835. Allg. Bauz. 1836. Wedding, Die Drahtbrücke bei Freiburg i. d. Schweiz. Verh. d. V. f. d. Beförd. d. Gewerbefl. in Preußen	Chaley	1	273,0
25	1834—1840	Brücke über die Gotteronschlucht Freiburg i. d. Schweiz	Chaley und Brodillon	1	227,0
26	1850	Niagarabrücke unterhalb der Fälle bei Queenstown. Zeitschr. für Bauwesen 1862	Serrel	1	317,0
27	1851—1855	Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Niagara. Morandière, Traité de la construction des ponts 1888	Röbling	1	250,0
28	1856—1867	Ohiobrücke zwischen Cincinnati und Covington. Morandière	Röbling	1	322,0
29	1867—1869	Cliftonbrücke über die Niagarafälle. Morandière	Keefer	1	386,5
30	1870—1883	Erste Eastriverbrücke zwischen New - York und Brooklyn. Hildenbrand, Die Hängebrücken von der ältesten bis zur neuesten Zeit. Votr. geh. im techn. Verein von New-York 1905	Röbling	1 2	487,7 283,7

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
31	1892	Schwebefähre bei Bilbao über den Nervion	Arnodin	1	160
32	1895	East Liverpoolbrücke über den Ohio bei Pittsburg. Engng. News I 1897. S. 199	Laub	1	214,9
				1	128,0
33	1896—1903	Williamsburgbrücke über den Eastriver in New-York. Bernhard, Zeitschr. d. V. D. Ing. 1904	Buck	1	109,5
				2	487,7 181,8

IV. Balkenbrücken.

34	1875—1877	Ohiobrücke bei Cincinnati der Cincinnati-Südbahn. Seinerzeit die weitest gespannte Brücke der Welt. Bauart Linville	Linville, Lovett	1	158,8
				9	34,5 bis 91,50
35	1875—1879	Severnbrücke bei Sharpness Point (Südwesten). Parabelträger auf gußeisernen Säulen. Dreiteiliges Ständerfachwerk	G. W. Keeling	2	99,8
				5	52,15
				14	41,00
36	1875—1880	Alexandrowskybrücke über die Wolga bei Syzran, Orenburger Bahn. Halbparabelträger	Belebubsky	13	107,0
37	1882—1883	Monongahela - Straßenbrücke in Pittsburg. Pauliträger	Lindenthal	2	110,0
38	1883—1884	Niagarabrücke der New-York- und Michigan-Zentralbahn, unterhalb der Fälle. Trapezförmige Auslegerträger mit zweiteilig. Ständerfachwerk	Schneider	1	141,0
				2	57,0
39	1881—1885	Kentucky- und Indiana-brücke über den Ohio bei Louisville. Auslegerträger mit zweiteiligem Strebenfachwerk	Macdonald	1	170,0
				1	147,0
				1	146,0
40	1886—1887	Randolph - Straßenbrücke über den Missouri bei Kansas - City (Chicago). Parallelträger nach der Whipple - Bauart. Zweiteiliges Fachwerk	Strobel	3	122,0
41	1883—1888	Uwod - Belaja- und Ufabrücken der Schuisk-Iwanow- und Ufabahn (Rußland). Halbparabelträger, Ständerfachwerk	Belebubsky	6	106,6

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Oeffnungen	
				Anzahl	Weite m
42	1883 - 1890	Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth bei Queensferry (Schottland). Auslegerträger mit geradem Ober- u. gekr. Untergurt. Zweiteiliges Strebenfachwerk. Sonderdruck aus „Engineering“ 1890	Fowler, Baker	2	521,0
43	1889—1890	Red-Rock-Brücke über den Colorado. Auslegerträger mit ungewöhnlicher Umrißform. Eingehängter Träger mit parall. Gurten	Phönixville-Werke	1 2	201,0 50,0
44	1896—1897	Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Mississippi bei Alton oberhalb von St. Louis. G. S. Morison. Die Oeffnung von 137 m hat eine zweiarmige Drehbrücke. Die großen Oeffnungen sind Vieleck-, die kleinen Parallelträger mit einteilig. Fachwerk. Engineering II 97	G. S. Morison	1 1 1	137,0 110,0 64,0
45	1897	Eisenbahnbrücke bei Irtisch der Sibirischen Bahn. Halbparabelträger mit zweiteiligem Ständerfachwerk und steigender Diag. im ersten Felde. Fahrbahn unten. Z. d. B. 1908	Belelubsky	6	109,0
46	1898	Eisenbahnbrücke über den Jenissei bei Krasnojarsk der Sibirischen Bahn. Abgestumpfte Parabelträger mit Zugdiagon. über zwei Felder u. halbe Gegendiagonale. Z. d. B. 1908, S. 659		6	144,0
47	1900—1901	Straßenbrücke über den Miamifluß b. Neu-Baltimore. Halbparabelträger mit Flacheisendiag. u. Gegenstreben in den mittleren Feldern. Engin. News. 1902	Brackett Bridge Co.	1	141,7
48	1907—1908	Eisenbahnbrücke über den Kyrönsalmi - Sund bei Nyslott (Finnische Staatsbahn). Hauptöffnung: Parabelträger mit Strebenfachwerk. Der Träger von 40 m ist eine gleicharmige Drehbrücke. Deutsche Bauztg. 1908	Oberbehörde für Wege- u. Wasserbauten in Helsingfors	1 2 1	125,0 40,0 9,0

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öff- nungen	
				An- zahl	Weite m
49	1894—1896	Franz - Joseph - Straßen- brücke über die Donau in Budapest. Hängeträger- gestalt. Z. d. Hannöv. Vereins	Julius Seefehlner	1	175,0
				2	79,3
50	1892—1895	Carol - Eisenbahn - Brücke über die Donau bei Cerna- voda in Rumänien. Aus- legerträger mit geradem Untergurt und gekrümm- tem Obergurt. Zweiteili- ges Strebenfachwerk	Saligny	1	190,0
				4	140,0
51	1903—1908	Blackwell Island - Brücke über den Eastriver in New-York. Auslegerträ- ger mit Mittelstoß. Hän- geträgergestalt. Fahrbahn auf 2 Stockwerke verteilt. Nickelstahl für Augenstä- be. Eng. Rec. u. Eng. News	Lindenthal Moisseieff	1	360,0
				1	300,4
				1	192,0
				1	143,0
52	1908	Eisenbahnbrücke im Zuge der Astrachanbahn über den Balda. Nach den Enden geradlinig niedri- ger werdende Balken mit Strebenfachwerk. Z. d. B. 1908, S. 658	Belelubsky	3	109,0
53	1909	Eisenbahnbrücke über den Buson im Zuge der Astra- chanbahn. Auslegerbrük- ke mit Ständerfachwerk. Mittelöffnung 156,0 ^m mit 32,0 ^m langen Kragarmen. Seitenöffnungen 107 ^m . Z. d. B. 1908	Belelubsky	1	156,0
				2	107,0

V. Bogenbrücken.

54	1868—1874	Eisenbahn- und Straßen- brücke über den Missis- sippi bei St. Louis. Par- allele Kreisbogengurte ohne Gelenke aus Stahl- röhren mit einteiliger Ausfachung. Morandière	Eads, Flad und Pfeiffer	1	158,5
				2	153,0
55	1876—1878	Maria-Pia-Brücke der por- tugiesischen Staatsbahn über den Douro, Linie Lissabon-Porto. Parabel- bogen mit schräggestell- ten Wänden. Mémoires de la Soc. d. ing. civ. 1878	Seyrig, Lopez	1	160,0

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Oeff- nungen	
				An- zahl	Weite m
56	1881—1882	Schwarzwasserbrücke der Straße von Bern nach Schwarzenberg. Nichtpa- rallele Bogengurte mit einteiligem Fachwerk. Schweiz. Bauz. 1884	Röthlisberger	1	114,0
57	1882—1884	Theiß-Straßenbrücke bei Szegedin. Nichtparallele Bogengurte mit Kämpfer- gelenken. Annal. des tra- vaux publics 1882	Feketeházy, Eiffel	1 3	110,0 66—97
58	1883—1885	Garabitalbrücke bei Saint Flour. Sichelbogen mit Kämpfergelenken, schräg- gestellte Wände (1:11). Morandière	Bauby, Lefranc	1	165,0
59	1881—1886	Brücke Luiz I über den Douro bei Porto für zwei Straßen. Nichtparallele Bogengurte ohne Gelenke. Mémoires de la Soc. d. ing. civ.	Seyrig	1	172,50
60	1885—1886	Straßenbrücke in Richmond (Indiana). Gerader Ober- gurt und gekrümmter Unter- gurt mit drei Gelenken		1	122,0
61	1886—1889	Washington-Straßenbrücke über den Harlemfluß in New-York. Blechbogen mit Kämpfergelenken aus saurem Martinstahl. En- gineering News 1886—88	Hutton	2	155,0
62	1887—1889	Straßen- und Eisenbahn- brücke über das Addatal bei Paderno (Italien). Nichtparallele Parabel- bogengurte mit einteil- ligem Ständerfachwerk	Röthlisberger	1	150,0
63	1896—1897	Straßen- und Eisenbahn- brücke über die Strom- schnellen des Niagara. Bogenfachwerk mit Kämp- fergelenken. Schräge der Hauptträger 1:10. Aufstellung ohne feste Gerüste. Z. d. V. D. Ing. 1898. Génie civil 1898	L. L. Buck	1	167,15
64	1895—1898	Kornhaus-Straßenbrücke über die Aare in Bern. Nichtparallele Bogengur- te ohne Gelenke. Schweiz. Bauz. 1897	v. Bonstetten, v. Fischer	1 5	114,9 34,4

No.	Zeit der Erbauung	Name, Lage der Brücke, Hauptträgersystem, Literaturangabe	Erbauer oder Entwurfsverfasser	Öffnungen	
				Anzahl	Weite m
65	1897—1898	Cliftonstraßenbrücke über den Niagara. Parallelpabelbogen mit Kämpfergelenken. Schräge der Hauptträger 1:8	L. L. Buck	1	256,0
66	1899—1900	Alexander III. - Straßenbrücke über die Seine in Paris. Dreigelenkbogen mit stählernen Wölbstücken. Kleinstes Pfeilverhältnis der Welt. Bernhard, Zeitsch. d. V. D. Ing. 1900. D. B. Z. 1899	Résal	1	107,5
67	1896—1902	Eisenbahnbrücke über den Vieurfluß im südwestlichen Frankreich. Auslegerbogen mit 3 Gelenken. Génie civil 1903. Bd. 43	Bodin	1 2	221,3 95,4
68	1904—1905	Austerlitzbrücke über die Seine in der Metropolitan - Bahn von Paris. Génie civil u. Eng. News. 1905	Société de Constructions de Lalvallois-Perret	1	140,0
69	1904—1905	Eisenbahnbrücke über die Victoriafälle des Zambesi in Rhodesia. Bogenfachwerk mit Kämpfergelenken. Schräge der Hauptträger $\frac{1}{8}$. Railway Gaz. u. Schweiz. Bauz. 1906	Douglas Metcalfe	1	152,0
70	1908	Eisenbahnbrücke über den Dnjepr bei Alexandrowsk im Zuge der zweiten Katharinenbahn. Bogenbrücke mit Kragenden und Flächenlagerung. Z. d. B. 1908, S. 659		1	192,0

II. Linienführung der Gurte eiserner Brücken.

Bei der Gestaltung und Linienführung der Gurtungen größerer Eisenbögen bediente man sich bislang geometrisch möglichst einfacher Linien. Neben der Geraden, dem Kreisbogen und den aus mehreren Kreisbögen zusammengesetzten Korbbögen wird am häufigsten die Parabel benutzt. Die Ellipse ist höchst selten angewandt, dagegen hat die Hyperbel im Brückenbau beim Schwedler-Träger lange Zeit eine Rolle gespielt. Der Versuch Paulis, bei der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Mainz, einer geringfügigen Stoffersparnis wegen, die Gurtungen nach einer

kaum von der Parabel zu unterscheidenden Linie zu bilden, hat wenig Nachahmung gefunden. Mehr und mehr kommt die Rücksicht auf Arbeitsersparnis im Werk und auf dem Bau und endlich in neuerer Zeit bei bedeutenden Bauwerken neben der vorgenannten auch die Rücksicht auf die äußere Erscheinung zu größerer Geltung. Die Erkenntnis, daß in erster Linie eine schöne, der Kraftwirkung entsprechende Linienführung und nicht schmückendes Beiwerk die schönheitliche Wirkung der Eisenbauten bestimmt, und daß die Linienführung nur in der Hand des Ingenieurs und Statikers liegt, bricht sich langsam und stetig Bahn, namentlich auf dem Gebiete des Brückenbaues. Nach dieser Richtung hin haben die großen Brückenwettbewerbe der letzten Jahre in Mannheim, Budapest, Bonn, Worms, Harburg und Ruhrort fördernd und klärend gewirkt.

Zumeist handelt es sich bei gekrümmten Gurtungen um Kreisbögen oder um die meist im Eisenhochbau, wie z. B. bei den Bindern der Frankfurter Bahnhofshallen verwendeten Korbbögen. Jeder, der einmal die für die Zulage erforderliche Berechnung der Koordinaten für die Knotenpunkte solcher Bögen durchgeführt hat, weiß, welche zeitraubende und verantwortungsvolle Aufgabe das bei größeren Spannweiten ist. Bei einfachen Kreisbögen mit einem kleinen Pfeil f hat sich der Ersatz dieser durch Parabelbögen eingebürgert, da deren Ordinaten, auf die Sehne mit der Länge l bezogen, durch die Gleichung $y = \frac{4fx(l-x)}{l^2}$ wesentlich

leichter bestimmt und kaum vom Kreisbogen zu unterscheiden sind. Nicht immer, namentlich bei steileren Bögen, kommt man auf diesem Wege zu einem befriedigenden Ziele. Bei der Kornhausbrücke in Bern, die im mittleren Teile aus einem Bogen von 114^m Stützweite und 31,54^m Pfeil besteht, ist die Bogenachse weder Kreis noch Parabel. Die Parabel erschien an den Stützen zu steif, der Kreis im Scheitel zu bauchig. Deshalb trug man sowohl die Kreis- als auch die Parabelpunkte auf, teilte deren Abstände in je fünf Teile und führte die Bogenachse durch die der Parabel zunächst liegenden Teilpunkte. Auch hier muß die Ordinatenberechnung als recht umständlich bezeichnet werden, wenn auch die Linienführung schon eine wesentlich bessere geworden ist.

In neuerer Zeit hat man sich durch ein von Müller-Breslau¹⁾ angegebene Verfahren von derartigen Bogenlinien unabhängig gemacht. Das Verfahren beruht darauf, daß man die Knotenpunkte in Kettenlinien legt, welche durch bestimmte Belastungswerte, die in den ersteren wirkend gedacht sind, gebildet werden. Auf diese Weise ist zum ersten Male in der Praxis die Linienführung der Gurtungen des Kaisersteges in Oberschöneweide bei Berlin²⁾ bestimmt, welche hier als Beispiel angeführt werden möge.

Es handelte sich bei dem von Müller-Breslau unter Mitwirkung des Verfassers bearbeiteten Entwurf darum, die Gurtungen, welche als ausgespannte Ketten wirkend gedacht sind, nach Seillinien zu krümmen, und zwar unter einer Belastung, die nach den Auflagern hin zunimmt, etwa der Höhe der Kette über dem Untergurt entsprechend.

Damit erscheint die Gurtlinie in einer wohl begründeten Gleichgewichtsform, und vor allem bietet sie den unschätzbaren Vorteil, daß sie beim Vorentwurf sehr leicht für einige etwas von einander abweichende Lastverteilungen mit Hilfe eines Kräfteplanes zeichnerisch ermittelt und verglichen werden kann. Nach erfolgter Wahl, gegeb. Falls nach rein ästhetischen Gesichtspunkten, wird die gesetzmäßige Belastungsart, welche die gewählte Seillinie erzeugt hat, zahlenmäßig festgelegt. Die genaue Berechnung der Ordinaten kann mit den einfachsten rechnerischen Hilfsmitteln in kurzer Zeit bewirkt werden. Auf dieselbe Weise kann für

¹⁾ Müller-Breslau, Graph. Statik der Baukonstruktionen. I. Bd. Ferner: Zentralblatt der Bauv. 1900. Seite 257 u. f.

²⁾ Z. f. Bauwesen 1900.

Bogenbrücken, ja, auch bei großen Gewölben, die umgekehrte Seillinie als Stützlinie aufgefaßt und mit demselben Verfahren die Bogenform bestimmt werden. Das Verfahren ist besonders zweckmäßig, weil es bei fester Lage mehrerer Punkte eines Bogens, z. B. Auflager, Scheitel, Fahrbahnsschnittpunkte, eine Anschmiegunng zwanglos zuläßt.

Es handelt sich nämlich um die einfache Aufgabe, die Form einer Seillinie unter bestimmten Lasten zu bilden, die meist in gleichen Abständen angreifen. Eine solche Seil- oder Kettenlinie läßt sich auch als Culmann'sche Momentenlinie für einen einfachen Balken auffassen, deren Seiten parallel zu den Seilstrahlen eines Kräfteplanes gezogen sind, in dem die gegebenen Lasten senkrecht nebeneinander aufgetragen sind. Dann sind bekanntlich die Momente des einfachen Balkens dargestellt (Abb. 293) durch die senkrechten Abstände des Seileckes von der Schlußlinie $A'B'$, multipliziert mit dem Polabstande des Kräfteplanes. Die tri-

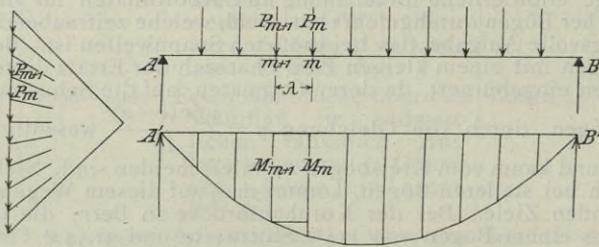


Abb. 293.
Darstellung der Momente für den einfachen Balken.

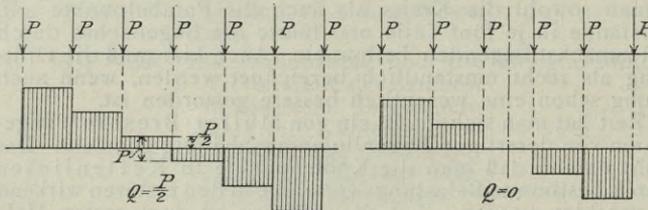


Abb. 294.
a (links)
Querkraft bei Last in der Mitte.
b (rechts)
bei Feld in der Mitte.

gonometrische Tangente des Neigungswinkels einer Seite des Seileckes zur Schlußlinie läßt sich als die Querkraft an der betreffenden Stelle des einfachen Balkens denken. Bei fortlaufend verteilter Belastung, also fortlaufend gekrümmter Momentenlinie, würde sich das ja als die erste Ableitung des Momentes darstellen. Wir haben also an einem beliebigen Punkte m des einfachen Balkens mit den Lastabständen λ die Querkraft

$$Q_m = \frac{M_m - M_{m+1}}{\lambda} \text{ oder für } \lambda = 1$$

1) $M_m = M_{m+1} + Q_m$. Ferner ist 2) $Q_{m+1} = Q_m + P_m$.

Mit Hilfe dieser Gleichungen 1) und 2) kann man sehr leicht die Ordinaten der Seillinie, welche also den M_m für den einfachen Balken proportional sind, rechnerisch bestimmen, indem man zunächst für einen Punkt die Querkraft bestimmt.

Diese Querkraftbestimmung ist bei symmetrischer Belastung, was also für symmetrische Formen maßgebend ist, sehr einfach, indem man beachtet, daß, falls eine Last in der Mitte liegt, die Querkraft unter ihr $P/2$ ist (Abb. 294a), während für den Fall, daß ein Feld in der Mitte liegt, die Querkraft Null ist (Abb. 294b).

Die für die Ermittlung des Seileckes als Gurtlinie maßgebenden Lasten sind (nach Müller-Breslau, Graph. Statik, I. Bd. 4. Auflage Seite 427 und folgende) durch regelmäßig wachsende Zahlenreihen zu ersetzen, z. B. Reihen von der Form:

3) $a + 1, a + 2, a + 3$ usw. oder auch schneller wachsende Zahlenreihen von der Form:

4) $a + 1, a + 3, a + 5$ usw.

5) $a + 1, a + 1 + 2, a + 1 + 2 + 3$ usw.

6) $a + 1^2, a + 2^2, a + 3^2$ usw.

Auch Verbindungen der einen oder anderen Reihe können Lastreihen für bevorzugte Formen ergeben. Will man z. B. die Linie im Scheitel parabolisch gestalten, so hat man so weit, wie die Parabel gehen soll, die gleichen Lasten a einzuführen. In dieser Weise ist die Form der Hängegurtung des Kaisersteiges bei Oberschöneweide (vergl. Zeitschr. f. Bauwesen, 1900, S. 71) festgelegt.

Zusammenstellung 1.

Lastzunahme:	0	0	0	0	0	1	2	3	4	5	6			
Lasten P	6	6	9	6	6	6	7	9	12	16	21	27		
Querkräfte Q	6	3	6	9	15	21	27	33	40	49	61	77	98	125
Momente M	558	555	546	531	510	483	450	410	361	300	223	125	0	
Ordinate $y = \frac{M \cdot 8,4}{558}$	8,4	8,335	8,219	7,994	7,677	7,271	6,774	6,172	5,434	4,516	3,357	1,882	0	
für Punkt	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	

Zusammenstellung 2.

Lasten P	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	
Querkräfte Q	78,83	67,83	55,83	42,83	28,83	13,83	-2,17	-19,17	-37,17	-56,17	-76,17	-97,17
Momente M	78,83	146,66	202,49	245,32	274,15	287,98	285,81	226,64	229,47	173,30	97,13	
Ordinate $y = \frac{M \cdot 2,67}{287,98}$	0,731	1,361	1,881	2,276	2,547	2,670	2,650	2,475	2,128	1,609	0,901	
für Punkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	

Wie in Zusammenstellung Nr. 1 aus den Zahlenreihen für die Belastungen zu erkennen ist, sind die sechs ersten Werte gleich groß, dann wachsen sie als Differenzreihe II. Ordnung. In der darunter stehenden Reihe

haben wir dann, beginnend mit $Q_1 = \frac{P_0}{2} = 3$, nach der Formel 2) die Quer-

kräfte zu bestimmen; es ist einfach zu der bekannten Querkraft die rechts oben stehende Last zu addieren, um die nächstfolgende Querkraft zu erhalten. Da nun das Moment über dem Auflager Null ist, so erhält man mittels der letzten Querkraft nach 1) das $M_{11} = Q_{11} + 0 = 125$ und weiter rückwärts, zu dem bekannten Moment die links oben stehende Querkraft addierend, die ganze Momentenreihe. Da als Scheitelordinate der Pfeil mit $8,4^m$ gegeben ist. Diese Reihe kann man auch als eine Differenzreihe höherer Ordnung ansehen.

Hat man einhüftige Bögen, so bietet die Bestimmung der ersten Querkraft ein wenig mehr Mühe. Bei dem Kaisersteg empfahl sich eine straffere Form, um den Charakter der Rückhaltkette zum Ausdruck zu bringen (Abb. 253, S. 197). Deshalb sind hier als Lasten die natürliche Zahlenreihe 3) angenommen. Die Ermittlung des Auflagerdruckes wird nötig, nämlich

$$Q_1 = A = \frac{I}{I_2} (2I \cdot 1 + 20 \cdot 2 + 19 \cdot 3 + 18 \cdot 4 \dots 11 \cdot 11 = 78,83.$$

Dann ergeben sich, wie in Zusammenstellung Nr. 2 durchgeführt ist, die genauen Ordinaten, bezogen auf die Schlußlinie unter Annahme von 2,67 für die größte bei 6 durch entsprechende Umrechnung.

Die Berechnung von $Q_1 = A$ ist in den meisten Fällen unmittelbar durch die Zahlenprodukte am schnellsten bewirkt. Indessen seien hier für die vier angegebenen Lastreihen auch analytische Ausdrücke für

Q_1 beigefügt. Für die in 3) angegebene Lastreihe erhält man, wenn n die Zahl der Felder ist,

$$Q_1 = \frac{n-1}{2} \left(a + \frac{n+1}{3} \right);$$

im vorerwähnten Fall würde also sein:

$$Q_1 = \frac{11}{2} \left(10 + \frac{13}{3} \right) = 78,83.$$

Für die in 4) angegebene Lastreihe läßt sich leicht

$$Q_1 = \frac{n-1}{2} \left(a + \frac{2n-1}{3} \right)$$

ableiten.

Für die in 5) angegebene Lastreihe (Differenzreihe II. Ordn.) ist:

$$Q_1 = \frac{n-1}{2} \left(a + \frac{(n+1)(n+2)}{12} \right)$$

entwickelt. Ebenso für die in 6) angegebene Lastreihe:

$$Q_1 = \frac{n-1}{2} \left(a + \frac{n(n+1)}{6} \right)$$

Diese Werte lassen sich bei großem n vorteilhaft verwenden. Andererseits kann man aber auch bei einhöftigen Bögen die Ordinatenberechnung so durchführen, daß man sich die Scheiteltangente wagrecht gelegt denkt und den Bogen als halben symmetrischen auffaßt, die Berechnung (vergl.

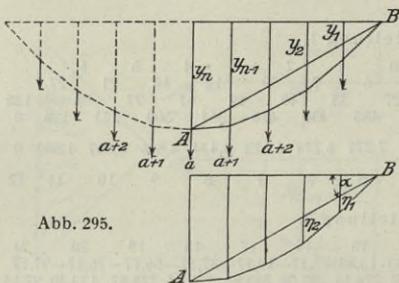


Abb. 295.

Abb. 296. Bogenform nach Formel 5 entwickelt.

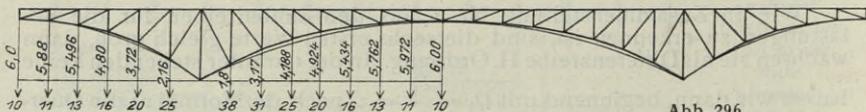


Abb. 296.

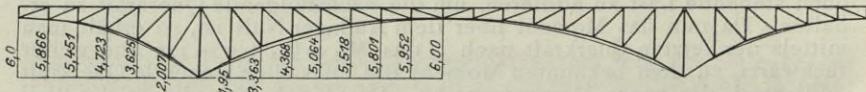


Abb. 297. Bogenform nach Formel 7 entwickelt.

Abb. 295) mit $Q_1 = \frac{a}{2}$ beginnt und für eine wagrechte Schlußlinie durch B durchführt, dann die so erhaltenen Ordinaten y auf die Schlußlinie AB in die η umrechnet und den Neigungswinkel α der Schlußlinie beliebig ändert.

Der Vollständigkeit halber sei hier auch noch auf die Kettenlinie aufmerksam gemacht, welche einer stetigen, nach dem Gesetze: $z + z' = z + z_a \frac{x^n}{ln}$ zunehmenden Belastung entspricht und in der Darstellung des Kaisersteiges in der Zeitschr. f. Bauw. (Jahrg. 1900, Abb. 5, S. 72) abgeleitet ist. Es ist dann

$$\frac{y}{f} = \frac{x^2}{l^2} \frac{1 + \varepsilon \frac{x^n}{ln}}{1 + \varepsilon}, \text{ wo } \varepsilon = 2 \frac{z_a}{z} \frac{1}{(n+1)(n+2)}.$$

Sehr gute Linien ergeben sich, wenn $n = 2$ ist, d. h. die Belastungsfläche aus einem Rechteck, und zwar von nicht zu kleiner Höhe, und zwei gemeinen Parabeln begrenzt ist. Dann ist

$$7) \frac{y}{f} = \frac{x^2}{l^2} \frac{1 + \varepsilon \frac{x^2}{l^2}}{1 + \varepsilon}, \text{ worin } \varepsilon = \frac{za}{6z}$$

Schließlich möge noch auf die Abb. 296 u. 297 hingewiesen werden, welche häufig vorkommende Trägerarten darstellen. Es sind das Bogenbrücken mit Seitenarmen, wie sie z. B. bei der Mirabeau-Brücke in Paris (Abb. 282 S. 212) mit einem Scheitelstoß und ähnlich bei einer Brücke über den Elbe-Trave-Kanal bei Mölln (Abb. 283 S. 213) zur Ausführung gelangt sind. Die Bogengurtungen in den Seitenöffnungen müssen zu denen der Mittelöffnung in Einklang gebracht werden, was durch Kreis- oder Korbbögen recht schwierig sein würde, mit Hilfe des dargestellten Verfahrens aber mit beliebig abzustimmenden Lastannahmen sehr einfach ist. In den betreffenden Abbildungen ist die erste Trägerart (Abb. 296) mit Hilfe einer Reihe II. Ordnung nach Formel 5) die zweite (Abb. 297) mit Hilfe der Formel 7) bestimmt, und zwar die Mittelöffnung mit $\varepsilon = 1$, die Seiten mit $\varepsilon = 0,25$. Zu beiden sind einfache Kreisbögen hinzugefügt, welche die gewählten Kurven im Scheitel berühren, um ihre Abweichungen daran darzustellen.

In der hier angeführten Weise sind auch die Gurtungen der vom Verfasser entworfenen Treskow- und Stubenrauch-Brücke zwischen Ober- und Nieder-Schöneweide bei Berlin gebildet; es sind dadurch in beiden Fällen dem Auge sehr wohlgefällige Linien entstanden. (Siehe Z. d. V. d. I. 1905 u. 1909.)

III. Konstruktion der Balkenbrücken einschließlich der Gerberbalken.

a. Allgemeines über die Hauptträger von Balkenbrücken.

Mit Balken-Brücken bezeichnet man die Brücken, deren Hauptträger einfache Balken bilden. Das sind Balken auf zwei Stützen mit statisch bestimmter Lagerung, nämlich einem festen und einem beweglichen Auflager. Da durch ein festes Auflager im allgemeinen eine beliebig gerichtete Auflagerkraft, d. h. außer der lotrechten noch eine wagrechte Seitenkraft aufgenommen werden kann und beim beweglichen nur eine einzige Auflagerkraft, deren senkrechte Lage zur Bewegungsrichtung bestimmt ist, so reichen die drei Gleichgewichts-Bedingungen der Ebene zur Bestimmung dieser drei unbekanntem Auflagerdrücke aus. Die Stützung ist also für beliebig gerichtete Lasten statisch bestimmt. Das Kennzeichen des Balkens ist, daß für senkrechte Lasten nur senkrechte Stützendrücke entstehen. Etwaige wagrechte Lasten werden von dem festen Auflager allein übertragen. Diese Eigenschaften besitzen auch die Gerberträger, welche aus einer Verbindung einfacher Balken mit Kragträgern (Konsolbalken) bestehen, d. h. einfache Balken mit überstehenden, überkragenden Enden (Konsolen).

Das feste Auflager wird meist als festes Gelenk ausgebildet, um welches sich das eine Hauptträgerende der freien Durchbiegung wegen drehen kann. Bei kleinen Brücken genügt schon eine geringe Beweglichkeit des Brücken-Endes, die durch vereinfachte Anordnungen, auf welche später näher eingegangen werden soll, bewerkstelligt wird. Das bewegliche Auflager wird bei kleinen Balkenbrücken als sogenanntes Gleitlager, bei größeren als Rollenlager ausgebildet (s. Abschnitt Lager und Gelenke).

Aufgabe des beweglichen Auflagers ist, das Brückenende längs einer Gleitbahn zu führen und ihm zugleich noch eine Drehung zu gestatten, damit hier kein Widerstand entsteht sowohl bei Längenänderungen infolge Wärme oder elastischer Verschiebungen, als auch bei Winkeländerungen infolge Durchbiegungen des Balkens.

Bei kurzen Trägern, bis etwa 6^m Stützweite, kann man schließlich von der strengen konstruktiven Durchführung und Erfüllung dieser Auflagerbedingungen absehen, indem man sie unmittelbar an die Stützen anschließt, z. B. sie ohne weiteres auf die gemauerten oder eisernen Stützpunkte legt und mit diesen fest verbindet, da die Bewegungen infolge Wärmeänderungen und Durchbiegung bei Belastung so klein sind, daß sie durch die Elastizität der Unterstützungen ermöglicht werden. Bei allen übrigen Spannweiten, deren Größen theoretisch unbeschränkt, wirtschaftlich natürlichen Grenzen untergeordnet sind, müssen die Auflagerbedingungen vollständig erfüllt sein.

Die größte ausgeführte Spannweite einer Balkenbrücke beträgt 206,3^m¹⁾ in Amerika, die größte deutsche einfache Balkenbrücke hat 130^m²⁾

Eiserne Balkenbrücken werden entweder als vollwandige Balken oder als Fachwerkbalken ausgeführt. Die wirtschaftliche Grenze beider Bauarten liegt etwa bei 20^m, obwohl man in Amerika, mit Rücksicht auf die Werkstätten- und Transportverhältnisse sogar bis 40^m damit gegangen ist. Der Hauptvorzug der gegliederten aus Stabwerk gebildeten Träger ist der geringere Eisenverbrauch. Dieser macht sich erst bei größeren Spannweiten geltend, denn die einzelnen Stabkräfte werden bei kleinen Weiten so gering, daß die Ausführung größere Eisenmengen erfordert, als sie die Rechnung verlangt. Dazu kommt, daß die Arbeit für Herrichtung und Verbindung beim Fachwerk, auf die Gewichtseinheit bezogen, wesentlich teurer ist als bei den vollwandigen Trägern, sodaß die letzteren immerhin schon ein gewisses Mehrgewicht aufweisen dürfen, ehe der Gesamtpreis größer wird als beim ersten. Nun ist aber bei gleich hohem Kostenpreise, besonders wenn es sich um kleine Brücken handelt, eine Vermehrung des Eigengewichtes, also der toten Last, kein Fehler, weil dadurch der ungünstige Einfluß der Stöße verringert wird. Ferner ist auch die Ueberwachung und Unterhaltung, namentlich die wegen der Rostgefahr unerläßliche Erneuerung des Farbanstriches, bei vollwandigen Trägern, infolge des geschlossenen Querschnittes, wesentlich leichter und billiger als beim Fachwerk. Bei den großen Unterhaltungskosten eiserner Brücken ist das oft von durchschlagender Bedeutung. Endlich hat man bei den vollwandigen Trägern für die Lage der Querträger, der Querversteifungen, der Schwellen, namentlich wenn solche unmittelbar auf die Hauptträger gelegt werden, viel freiere Hand, als bei dem Fachwerk. Besonders die Endanordnung der schiefen Brücken wird bei vollwandigen Trägern wesentlich erleichtert. Auch ist beim Bau kleiner Brücken, namentlich Eisenbahnbrücken, zu berücksichtigen, daß die Stöße der Verkehrslasten, besonders der mit unveränderter Geschwindigkeit fahrenden Züge mit weit bedenkllicheren dynamischen Einflüssen wirken, als bei großen schweren Brücken, da das Verhältnis zwischen der stoßenden und gestoßenen Masse bei kleinen leichten Brücken viel ungünstiger ist. Zur Abschwächung der Stoßwirkungen ist es gut, nicht Anordnungen zu wählen, bei welchen die Schienen unmittelbar auf der Eisenkonstruktion befestigt sind, sei es auf den Hauptträgern, den Querträgern oder den Längsträgern. Besser ist die Anordnung von Holzquerschwellen zwischen Schienen und Tragwerk, weil diese ein elastisches Zwischenstück bilden. Am besten ist es, die Kiesbettung des Oberbaues auf der Brücke durchzuführen und so die Stöße von vornherein zu verteilen. Im Zusammenhang damit wird auch der namentlich innerhalb städtischer Bebauung äußerst wichtige Vorteil erreicht, daß das Befahren der Brücke weniger Geräusch macht. Auch die Folgen einer Entgleisung auf der Brücke werden durch die Kiesbettung verringert. Hauptsache ist, daß, falls die Stöße unvermittelt auf das Tragwerk wirken, die zulässigen Inanspruchnahmen entsprechend herabgesetzt werden müssen.

Aus vorstehenden Erörterungen geht hervor, daß bei der gegliederten

¹⁾ Mississippi-Brücke in St. Louis. Z. d. B. 1909 S. 604.

²⁾ Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Münsterwalde. Z. d. B. 1909 S. 461.

Bauweise der Fachwerk-Brücken alle Stäbe und Verbindungen möglichst geschlossen, ohne Schlitz und unzugängliche Hohlräume, ausgebildet werden, um die Ueberwachung und Erneuerung des Anstriches zu erleichtern und die Bildung von Wassersäcken unmöglich zu machen, da in ihnen die größte Rostgefahr liegt. In früherer Zeit ist das nicht genügend beachtet. Einer neuzeitlichen Anschauung entspricht es, zur Vermeidung genannter Uebelstände den Eisenaufwand eher zu erhöhen, um damit die Unterhaltungskosten zu vermindern, was wirtschaftlich nicht immer ungünstiger ist.

b. Die vollwandigen Balken.

Als vollwandige Balken für Hauptträger können sowohl Walzträger als auch Blechträger Verwendung finden, d. h. Träger aus senkrechtem Stehblech, an welche Winkeleisen mit wagrechten Kopfplatten (Lamellen) angeietet sind.

Die Walzträger werden bevorzugt, weil bei ihnen die Nietarbeit gespart wird und sich außerdem vereinfachte Konstruktionen ergeben. Als Querschnitt wird meist der I-förmige verwendet, da er gegen andere Querschnitte bei gleichem Gewicht das größte Trägheitsmoment besitzt.

In vielen Fällen, insbesondere bei Belastungen, wo die Normalprofile nicht mehr ausreichen, auch für Notbrücken, empfiehlt sich die Anwendung der breitflanschigen Differdinger Träger (System Grey, vgl. S. 113). Namentlich bei beschränkter Bauhöhe wird die Anwendung der Differdinger Träger zu erwägen sein. Die obere Grenze für die Verwendung der Walzträger hängt von der Art der zu überführenden Eisenbahn oder Straße und von der Anordnung des Brückenquerschnittes ab. Bei Hauptbahnen wird sie tiefer liegen als bei Nebenbahnen, bei städtischen Straßenbrücken mit schweren Belastungen niedriger als bei Landstraßenbrücken und leichten Belastungen. Bei Hauptbahnen kann man mit Walzträgern bis zu etwa 6^m, bei Straßenbrücken je nach den Verkehrslasten bis 8 oder 10^m gehen. Zu Notbrücken für Eisenbahnen können die höchsten Differdinger Träger (750^{mm} hoch) für 15^m Spannweite verwendet werden.

Es ist jedoch zu beachten, daß wegen ihrer schwierigen Herstellung die sehr hohen Walzträgerprofile höhere Preise für die Gewichtseinheit bedingen, als die niedrigeren und daß es deshalb oft vorteilhaft ist, statt dieser sehr hohen Walzträgerprofile Blechträger zu verwenden. Auch bietet der Walzvorgang sehr hoher Profile nicht immer die sichere Gewähr absoluter Gleichmäßigkeit des Baustoffes, wengleich Brüche aus Anlaß dieser Mängel heute zu den Seltenheiten gehören.

Bei Anordnung einer größeren Zahl von Hauptträgern nebeneinander, wie dies namentlich bei kleinen Oeffnungen breiterer Straßenbrücken vorkommen kann, werden für die mittleren Träger unter der Fahrbahn I-Träger als Normalprofil oder Differdinger Träger in Betracht kommen, während für die äußeren, unter den Gehwegen liegenden weniger belasteten Träger C-Eisen von gleicher Höhe gewählt werden.

Die Berechnung der Walzträger erfolgt am besten, indem man aus dem Moment der äußeren Kräfte und der zulässigen Inanspruchnahme das Widerstandsmoment ermittelt und aus einem Trägerverzeichnis dasjenige Profil wählt, dessen Widerstandsmoment dem berechneten möglichst nahe kommt. Dabei sind die ungünstigen Stellungen der belastenden Räder der Berechnung des Momentes zu Grunde zu legen.

Ist z. B. das größte Moment der äußeren Kräfte $M_{\max} = 26,8 \text{ cm}^2$
 $= 2\,680\,000 \text{ cm}^2\text{kg}$ und die zulässige Inanspruchnahme $\sigma = 1000 \text{ kg}/\text{qcm}^2$, so ist das erforderliche Widerstandsmoment

$$W = \frac{M}{\sigma} = \frac{2\,680\,000}{1000} = 2\,680 \text{ cm}^3.$$

Es würde der Walzträger I Normalprofil 50 mit $W = 2750 \text{ cm}^3$ genügen (vergl. Kapitel III).

Wenn die nötige Tragfähigkeit durch Walzträger nicht mehr erzielt wird, so muß man entweder diese durch aufgenietete Kopflatten verstärken oder man verwendet Blechträger. Diese werden meist einwandig gebildet, d. h. aus einem lotrechten Blech, Stehblech oder Steg genannt, welches oben und unten mit Winkeleisen gesäumt ist. Nötigenfalls treten hierzu noch wagrechte Flacheisen, sogenannte Deck-, Gurt-, Kopflatten oder Lamellen, welche mit den Winkeleisen vernietet sind und zusammen als Gurtungen (Obergurt, Untergurt) bezeichnet werden. Im Brückenbau deckt man gern, sofern der Träger ungeschützt gegen Witterungsverhältnisse bleibt, die senkrechten Fugen der oberen Winkel durch eine Kopfplatte bis an ihr Ende, auch wenn das statisch nicht erforderlich ist. Statt eines Stehbleches können auch deren zwei dicht aneinander gelegt werden, um die Tragkraft der Niete auf Manteldruck zu erhöhen. Besser ist ein starkes Blech, um an Nietarbeit und Fugen zu sparen.

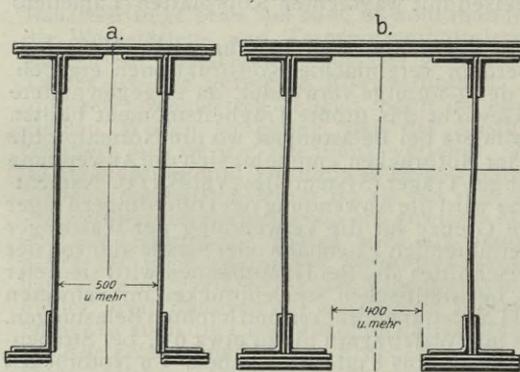


Abb. 298. Doppelwandige Gurtquerschnitte.

Reichen die beschriebenen, sogenannten „einwandigen“ Querschnitte nicht aus, so können auch Querschnitte aus zwei lotrechten Wänden mit Gurtungen nach Abb. 298 gebildet werden. Zu beachten ist, daß diese Querschnitte von unten zum Zwecke der Vernietung und des Anstreichens zugänglich sein müssen, wozu ein Mindestabstand der Stehbleche von 500 mm erwünscht ist, wie bereits in Kap. III eingehend

besprochen wurde. Auch hier können statt eines einfachen Stehbleches doppelte Bleche angeordnet werden.

Die Blechträger werden meist als Parallelträger ausgebildet, weil andere Formen

größeren Arbeitsaufwand und Verschnitt des Stehbleches erfordern. Falls Ersparnisse und bauliche Vorteile zu erzielen sind, liegt hinreichend Veranlassung namentlich bei größeren Blechträgern vor, sowohl Ober- als auch Untergurt oder einen davon mehreckig zu gestalten, sodaß sich in der Mitte oder an der Stelle des größten Biegemomentes die größte Trägerhöhe ergibt. Durch eine solche Anordnung wird zweifellos Eisen gespart. Bei kleinen Spannweiten ist der Vorteil gegenüber dem höheren Arbeitsaufwand gering. Um das Trägerbild zu verschönern, hat man wohl den Blechträgern durch konkave Krümmung des Untergurtes das Aussehen von Bogenträgern gegeben, eine Anordnung, durch welche nicht allein der Arbeitsaufwand, sondern auch das Gewicht der Träger vergrößert wird. Da eine solche Anordnung aber der inneren Kräftewirkung des Trägers vollkommen widerspricht, sollte man sich solcher Formgebung strengstens enthalten und die Höhen der Träger den Biegemomenten entsprechend gestalten, wenigstens soweit als baulich möglich, niemals aber sich auf Scheinwirkungen einlassen, wie diese, den Träger an einer Stelle am niedrigsten zu machen, wo er aus

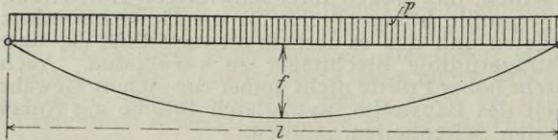


Abb. 299. Trägerdurchbiegung.

Festigkeitsrücksichten am höchsten sein müßte. Die Trägerhöhe ist häufig durch äußere Umstände gegeben, d. h. sie ist niedriger anzunehmen, als man es mit Rücksicht auf den geringsten Eisenverbrauch tun würde. Solche Beschränkungen treten ein, wenn die erforderliche Durchfahrts- höhe für Schiffe und Eisenbahnen bei niedriger Brückenanlage eingehalten werden soll, also nur eine äußerst geringe Bauhöhe zur Verfügung steht.

Ist man in der Wahl der Trägerhöhe h nicht beschränkt, so nimmt man sie so an, daß die Durchbiegung des Trägers ein bestimmtes Maß nicht überschreitet. Ist l die Stützweite des Trägers, so soll die

Durchbiegung nicht größer als $\frac{l}{1000}$ (besser $\frac{l}{1200}$) sein. Auf Grund dieser Bedingung gelangt man zu einer

Trägerhöhe von $h = \frac{1}{8} l$ bis $\frac{1}{12} l$.

Mit wachsender Trägerhöhe h nimmt das Trägergewicht innerhalb dieser Grenzen ab. Man kann von der günstigsten Trägerhöhe jedoch ziemlich abweichen, ohne daß sich erhebliche Unterschiede ergeben. Für die Bestimmung der Durchbiegung kommt nur die Verkehrs- last, die man stets durch eine gleichförmig verteilte Last p (Belastungs- gleichwert) ersetzen kann, in Frage. Bei unveränderlichem

Abb. 300. Blechbalkenbrücke. Schienen auf den Hauptträgern.

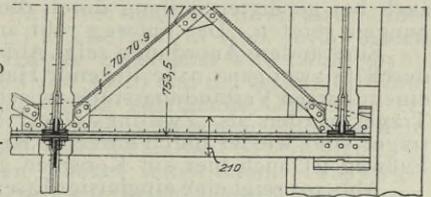
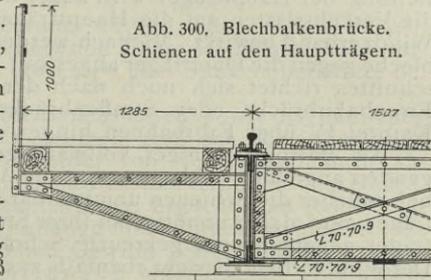


Abb. 301. Zwillingsträger.

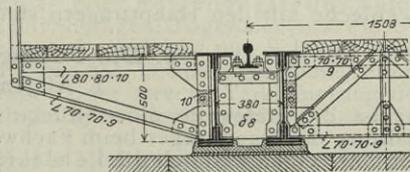
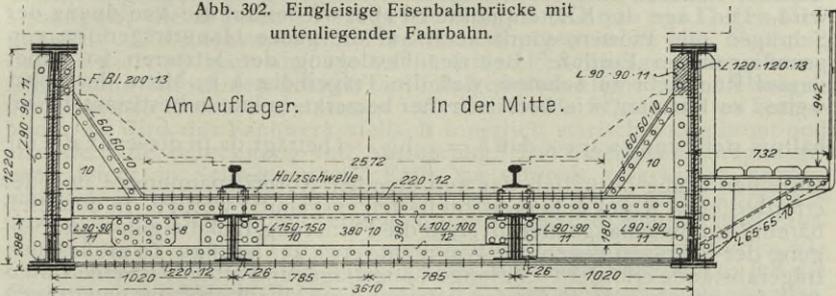


Abb. 300-302. Nach Handb. Ing.-Wiss. II, 3, 3. Aufl.

Abb. 302. Einleisige Eisenbahnbrücke mit untenliegender Fahrbahn.



Trägheitsmoment J ergibt sich die Durchbiegung in der Trägermitte (Abb. 299)

$$f = \frac{5}{384} \frac{pl^4}{EJ} = \frac{5}{48} \frac{M_{\max} l^2}{EJ}, \text{ worin } M_{\max} = \frac{pl^2}{8}.$$

Hierin ist $E = 2150000 \text{ kg/qcm}$ zu setzen.

Zur gegenseitigen Versteifung der Hauptträger gegen Umkippen dienen

die Querverbindungen, die so stark sein müssen, daß die Brücke auch seitlichen Kräften wie Winddruck, Fliehkraft widerstehen kann. Die Versteifung der Hauptträger wird außer durch die Querträger, die auch noch die Verkehrslasten auf die Hauptträger zu übertragen haben, durch den Windverband bewirkt. Vielfach werden die Hauptträger noch durch Eckbleche gegen die Querträger abgesteift. Die sonstige Ausbildung des Querschnittes richtet sich noch nach der Art der Fahrbahn, ob z. B. eine Eisenbahnbrücke oder Straßenbrücke vorliegt, weshalb auch auf das Kapitel IV über Fahrbahnen hingewiesen werden muß.

Als Beispiele einiger vollwandiger Eisenbahnbrücken sind die folgenden angeführt. Abb. 300 zeigt die Anordnung einer Blechbalkenbrücke, bei welcher die Schienen unmittelbar auf den Hauptträgern liegen. Querträger sind daher unnötig, an ihrer Stelle sind zur Versteifung der Hauptträger gegeneinander gekreuzte Schrägen, der Querverband, angeordnet. Der Windverband besteht ebenfalls aus gekreuzten Stäben, selten aus Flacheisen, da diese bei wagrechter Lage des Verbandes durchhängen und auch bei geneigter Stellung durch die Erschütterungen leicht in Schwingungen geraten. Der Fußweg ruht auf Konsolen.

Eine andere Anordnung zeigt Abb. 301. Bei dieser wird jede Schiene durch je zwei ganz nahe liegende Hauptträger unterstützt, indem sie auf einem kurzen Verbindungsstück zwischen den Hauptträgern liegt. Solche Träger werden als „Zwillingsträger“ bezeichnet. Die beiden Zwillingsträger sind wieder durch lotrechte Kreuze gegeneinander abgesteift. Der Fußweg ist auch hier auf Konsolen gelagert.

Abb. 302 zeigt eine eingleisige Eisenbahnbrücke in der gebräuchlichsten Anordnung. Die Fahrbahn liegt unten, die Schienen ruhen auf Querschwellen und Längsträgern zwischen den Querträgern, welche durch Eckbleche mit den Hauptträgern steif verbunden sind.

c. Die Fachwerk-Balken.

1. Allgemeines.

Ist die Stützweite einer Brücke festgelegt, so richtet sich die Gestaltung der Hauptträger beim Fachwerkbau zunächst nach dem Abstand der Querträger, wodurch die Feldteilung, also die Lage der Knotenpunkte bedingt ist. Die Lastpunkte, also Querträger, müssen in den Knotenpunkten selbst liegen. Es ist ohne weiteres klar, daß anderenfalls die belasteten Stäbe außer den Achsialkräften noch auf Biegung beansprucht würden, wodurch eine wirtschaftliche Ausnutzung des Eisens verhindert wird. Die Lage der Knotenpunkte ist aber wieder auf die Anordnung der Schrägen und Pfosten, somit auch auf die ganze Hauptträgerform von grundlegendem Einfluß. Bei der Festlegung der letzteren ist ferner darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Trägerhöhe h in Mitte der Stützweite l zu letzterer, wie bereits früher bemerkt, in einem bestimmten Ver-

hältnis steht und zwar so, daß $h = \frac{l}{7}$ bis $\frac{l}{12}$ beträgt, da in diesem Falle die

einzelnen Stäbe bezüglich der auftretenden Normalspannungen und der erforderlichen Knicksicherheit am besten ausgenutzt werden. In unmittelbarem Zusammenhange hiermit steht die Forderung, daß die günstigste Neigung der Schrägen gegen die Wagrechte etwa 45° beträgt. Zu große Querträgerabstände erfordern sehr lange Längsträger und oftmals ist eine Untersuchung erforderlich, ob für den betreffenden Fall ein größerer Querträgerabstand und schwerere Längsträger oder ein kleinerer Querträgerabstand und leichtere Längsträger wirtschaftlicher sind. Vorausgesetzt ist, daß im allgemeinen der Längsträgerabstand durch die Art der Fahrbahn bedingt ist. Bei Stützweiten bis etwa 50 m ist eine Querträgerentfernung bzw. Feldweite von etwa 5 m am zweckmäßigsten. Bei Stützweiten von 70 m und mehr kann eine große Feldweite bis etwa 9 m vorteilhaft sein, doch ist dies von Fall zu Fall durchzuarbeiten und zu entscheiden.

Bei Brücken mit untenliegender Fahrbahn wird oft das Verhältnis $\frac{h}{l}$ größer als $\frac{1}{7}$ gemacht und zwar in dem Falle, wo oben Querversteifungen, Windverbände usw. angeordnet werden sollen. Diese müssen so hoch angebracht werden, daß genügende lichte Durchfahrthöhe vorhanden ist, also bei Straßenbrücken etwa 4,4 m über Straßenoberkante, bei Eisenbahnbrücken 4,8 m über S.O.

Im allgemeinen sind aus Schönheitsrücksichten, sowie aus baulichen Gründen die Feldweiten gleich anzunehmen und nur wenn dies nicht möglich ist, können die beiden Endfelder von den Mittelfeldern abweichen. Diese sind dann gleich zu machen. Bei stark veränderlicher Hauptträgerhöhe von Brücken an bevorzugter Lage braucht man jedoch vor einer mäßigen Ungleichheit in der Feldlänge nicht zurückzuschrecken, da die Mehrkosten gegen den ästhetischen Gewinn verschwinden.

Nach der Linienführung der Gurtungen unterscheidet man Träger mit geraden, vieleckigen und gekrümmten Gurtungen. Zu den ersteren gehören hauptsächlich die Parallel- und Trapezträger (Abb. 303 und 304), zu den letzteren der Parabelträger (Abb. 305a, dessen Spiegelbild auch als Fischbauchträger bezeichnet wird (Abb. 305b), der Halbparabelträger (Abb. 306a und 306b) und die verwandte Form des Linsenträgers (Abb. 307) u. a. Stetig gekrümmte Gurtungen erfordern beträchtlichen Eisenaufwand infolge des Biegemomentes, dem der gekrümmte Stab ausgesetzt ist. Auch die Mehrarbeit ist bedeutend. In ästhetischer Hinsicht ist bei größeren Brücken selten damit etwas zu gewinnen. Das Vieleck ist für große Linienzüge im Eisenbau empfehlenswerter.

Die Gurte werden durch die Wandglieder verbunden bezw. gefüllt (Füllstäbe). Nach der Art der Wand- oder Füllungsglieder unterscheidet man das Pfostenfachwerk mit Schrägen (Diagonalen) und Pfosten (Vertikalen) und das Strebenfachwerk, welches nur Schrägen und keine zum Haupt-System gehörigen Pfosten hat. Die beim Strebenfachwerk wegen des Anschlusses der Querträger oder zwecks Verkleinerung der Knicklänge der Druck-Gurtungen eingefügten Pfosten gehören nicht zum Hauptträgersystem.

Das Pfostenfachwerk wurde früher häufig mit gekreuzten Schrägen ausgeführt, wobei vorausgesetzt wurde, daß nur eine der beiden und zwar die gezogene beansprucht wurde. Deshalb wurden auch meist die Schrägen aus dem einfachsten Eisenquerschnitt, dem Flacheisen gebildet. Die infolge Eigengewicht gezogenen Schrägen bezeichnet man als Haupt-schrägen, die anderen als Gegenschrägen (Haupt- und Gegen-Diagonalen). Die Fachwerke mit Flacheisenschrägen haben den Nachteil, daß sie nicht so starr sind wie solche mit steifen Schrägen, da sie keine Druckkräfte aufnehmen können und infolgedessen kleine Verschiebungen der einzelnen Rechtecke eintreten. Werden beide Schrägen steif ausgebildet, so wird das Fachwerk vielfach innerlich statisch unbestimmt und erschwert die Berechnung und Ausführung. Die Flacheisenschrägen geraten leicht in Schwingungen. Falls sie doppelt ausgebildet werden, schlagen sie im Betriebe leicht aufeinander und verursachen klirrendes Geräusch. Im Allgemeinen vermeidet man sie jetzt im Hauptsystem ganz.

Da beim Strebenfachwerk große Felder vorhanden sind, werden, wie bereits angedeutet, Pfosten eingeschaltet, um mehr Stützpunkte für die Querträger zu erhalten. Bei noch größeren Knotenpunktabständen werden, um Zwischenpunkte zu schaffen, nach amerikanischem Beispiel kleine Zwischenfachwerke (Abb. 276 u. 277 S. 207) eingeschaltet, welche die Querträger tragen und die Lasten auf die Knotenpunkte des Hauptnetzes übermitteln. Die gedrückten bezw. auf Knickung in Anspruch genommenen Pfosten haben keine Zwischenstützung und sind daher besonders steif auszubilden.

Zwecks Verringerung der Knicklängen wurden auch die sogenannten

mehrfachen Fachwerke mit Pfosten oder Netzwerke ohne Pfosten ausgeführt. Bei ersterer Bauart wurden die Schrägen meist schlaff, die

Abb. 303.
Parallel-Träger.

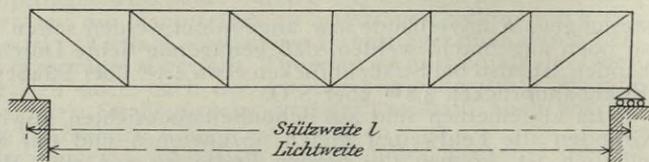


Abb. 304 a und b.
Trapez-Träger.

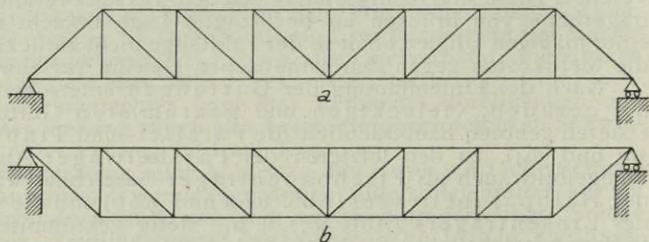


Abb. 305 a.
Parabel-Träger.

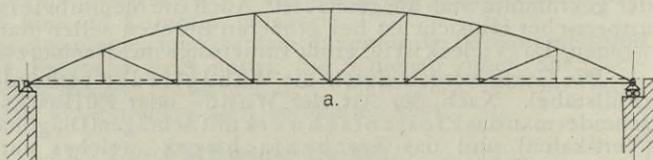


Abb. 305 b.
Fischbauch-Träger.

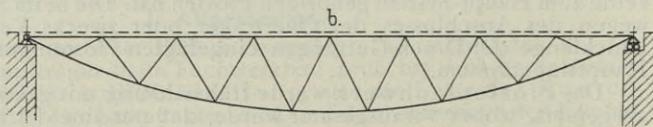


Abb. 306 a.
Halbparabel-Träger.
Fahrbahn unten.

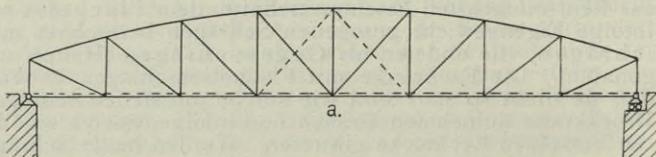


Abb. 306 b.
Halbparabel-Träger.
Fahrbahn oben.

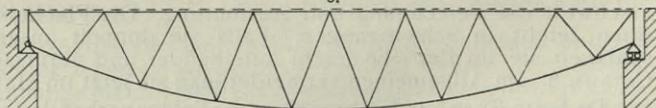
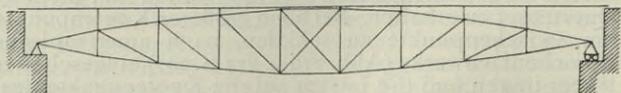


Abb. 307.
Linsen-Träger.



Pfosten steif ausgebildet. Diese Bauarten sind jedoch jetzt veraltet und werden in Deutschland nicht mehr ausgeführt, da sie in der Berechnung und Ausbildung zu verwickelt sind. Sie sind innerlich vielfach

statisch unbestimmt und wurden angenähert meist durch Zerlegung in Teilfachwerke berechnet, eine Berechnungsmethode, die nicht mehr als einwandfrei gelten kann. Das Gitterwerk wurde meist als Flacheisen ausgebildet. Ein wesentlicher Nachteil dieser Bauart ist außerdem der, daß sie mehr Eisenaufwand erfordern als die neueren Bauarten und daß infolge der vielen vernieteten Kreuzungsstellen Nebenspannungen entstehen, die auf die einzelnen Bauteile nachteilig wirken können. Es kann jedoch nicht unerwähnt bleiben, daß sich derartige Brücken, falls sie kräftig genug gebaut waren, wie z. B. die alte nun abgebrochene Cölner Rheinbrücke, im allgemeinen vorzüglich erhalten haben.

Die Träger mit gekrümmten Gurtungen sind im allgemeinen wirtschaftlicher als Parallelträger, falls die Trägerhöhe entsprechend der Zunahme der Momente gegen die Mitte wächst und ebenso die Schrägen und die Pfosten gegen die Trägerenden zu, wo sie am stärksten beansprucht werden, kürzer werden, also kleinere Knicklänge haben. Es wird dann auch erreicht, daß in den Gurten der Querschnittswechsel nicht so schroff auftritt, was zu unnötigem Eisenverbrauch an den Uebergängen Anlaß gibt und die zentrische Umlagerung der Netzlinien mit Eisen erschwert — eine notwendige Voraussetzung einer einwandfreien Anordnung. Nicht immer ist aber die Ersparnis des Stoffverbrauches gegenüber der etwaigen Zunahme der Herstellungskosten ausschlaggebend. In neuerer Zeit wird mit Recht verlangt, daß auch das Aussehen der Hauptträger für die Wahl des Systems maßgebend sein wird. Streitig ist nur der Schönheitsbegriff. Dieser kann nur vom künstlerisch veranlagten Ingenieur, der in erster Linie die statisch-klaare Wirkung des Systems voll ertaßt, entschieden werden, nicht vom Architekten, sofern er nicht geschulter Statiker ist. Die Gestaltung der Hauptträger darf nicht nach philosophischen Schönheitsregeln, sondern lediglich nach den Regeln der Ingenieurkunst erfolgen unter Berücksichtigung aller in Frage kommenden Nutzfragen. Eine Uebersicht der in Frage kommenden Hauptträgerformen enthält die Zusammenstellung auf Seite 126 und 127.

In den nachstehenden Abschnitten sind nun die auf den Tafeln I bis III sowie in Textfiguren im Zusammenhang dargestellten Brücken eingehend erörtert, derart, daß dem Leser über alle beim Entwurf von eisernen Balkenbrücken, deren Anwendungsgebiet namentlich der Eisenbahnbau bildet, vorkommenden konstruktiven Fragen grundlegende praktische Lösungen geboten werden. Diese sollen an die Stelle weiterer Regeln für den Bau der Hauptträger einfacher Balkenbrücken treten zugleich im Zusammenhang mit den übrigen Teilen des Ueberbaues.

2. Ausgeführte Brücken mit einfachen Fachwerk-Balken.

a. **Tafel I.** Eingleisige Eisenbahnbrücke der Linie Rixdorf-Baumschulenweg über den Rixdorfer Stiechkanal bei Berlin.

Die von der Königlichen Eisenbahn-Direktion in Berlin 1908/09 erbaute Brücke zeigt eine bei der preußischen Staatsbahn gebräuchliche höchst beachtenswerte Bauart.

Abb. 1 gibt das Netzwerk des Hauptträgers und den Grundriß. Daraus ist ersichtlich, daß die Hauptträger Trapezträger mit ein-

fachem Strebenfachwerk sind und $\frac{1}{8,25}$ der Stützweite von 33,0 m, also

4,0 m zur Höhe haben. Die Brücke ist oben also offen, da wegen des über die Obergurte hinausragenden Normalprofils eine Querverbindung nicht möglich ist. Die Feldweite ist zu $l/10 = 3,3$ m gewählt. Der Obergurt hat im ganzen 0,8 l als Länge. Die Endschrägen sind als zu dem Strebenzuge gehörig anzusehen. Die regelmäßige Gestalt dieser Trägerart ergibt für die vorliegenden Verhältnisse eine in jeder Hinsicht günstige Bauart. Die Pfosten V_1, V_3, V_5 usw. dienen nur zur Uebertragung

der Lasten nach den oberen Knotenpunkten 1, 3, 5 usw., während die Pfosten V_2 , V_4 usw. nur dazu dienen, durch Halbierung der Längen der gedrückten Obergurtstäbe die für die Knickfestigkeit erforderlichen Trägheitsmomente zu verkleinern. Zu den Hauptgliedern der Tragwände gehören sie also nicht. Die Ermittlung der Stabkräfte, auf die hier nicht eingegangen werden soll, ist in übersichtlicher Anordnung und erschöpfender Weise in „Die graph. Statik der Baukonstruktionen von H. Müller-Breslau I. Band, IX. Abschn.“ dargestellt. Der Hauptträgerabstand ist 4,9 m, wovon 4,4 m Breite auf das Normalprofil nebst beiderseitigem Spielraum von 0,20 m und 0,50 m auf die Breite des Trägers entfallen. In Abb. 2 Schnitt $i-k$ ist das ersichtlich. Ein Flachverband ist nur zwischen den Untergurten vorhanden und dieser ist als Windverband in K-Anordnung ausgebildet, die mit den einfachsten Mitteln einen starren Verband ergibt. Ferner ist ein Schwellenträgerverband vorhanden, der die Seitenstöße der Lokomotive aufzunehmen hat und als einfaches Strebenfachwerk mit nur steifen Stäben zwischen den Obergurten der Schwellenträger liegt. In der Mitte der Brücke ist der vorgenannte Verband durch vier Stäbe (Abb. 1) mit den Untergurtnotenpunkten der Hauptträger verbunden, der für die Uebertragung der Bremskräfte durch die Untergurte zu den festen Lagern dient. Es ist für jeden Hauptträger ein festes und ein bewegliches Lager vorhanden, die Stützung des Hauptträgers ist also statisch bestimmt. Die seitliche Aussteifung der Obergurte ist nur durch steife Halbrahmen bewirkt, welche aus den Querträgern und den Pfosten der Hauptträger bestehen, an welche erstere angeschlossen sind. Zur Erhöhung der Steifigkeit dieser Verbindung dient der dreieckige Zwickel in der Querträger-Ebene.

Der Obergurt besteht aus zwei \square -N. P. 28 mit daraufgelegter Kopfplatte 480 · 10, er ist also nach oben geschlossen und so gegen das Eindringen und Ansammeln von Wasser geschützt. Die Vergrößerung des Querschnittes erfolgt durch Platten 215 · 9, die an die Stege der \square -Eisen genietet sind. Der Innenabstand der \square -Eisenkanten ist zu 284 mm festgelegt. Dies Maß ist auch für die erste Schräge, die entsprechend dem Obergurt ausgebildet ist, beibehalten und zwar aus dem Grunde, daß die Pfosten und Schrägstäbe mit den Knotenblechen in die Gurte hineingeführt werden können. Wie bereits erwähnt, ist die Brücke oben offen; der Obergurt muß mithin durch starke Pfosten an seitlichen Ausbiegungen verhindert werden, damit er unter der Belastung nicht ausknickt. Das hierfür gewählte Profil ist ein \square -N. P. 26; zählt man hierzu die beiden Knotenbleche von je 12 mm, so erhält man das oben angegebene Maß. Für den Untergurt mußte dies Maß noch um 20 mm erhöht werden, da hier noch Flacheisen 300 · 10 zwischen den Gurtungs- \square -Eisen und den Knotenblechen angeordnet werden mußten. Bei der Wahl der Pfostenbreite muß Rücksicht darauf genommen werden, daß auch die Schrägen die gleiche Breite erhalten. Durch diese Breiten der Füllstäbe ist unter Berücksichtigung der Knotenblechstärken die Breitenanordnung der Gurte begründet.

Die End-Schräge ist aus zwei \square -N. P. 26 und einer Kopfplatte 470 · 10 zusammengesetzt und kann als die Fortsetzung des Obergurtes angesehen werden. Gleich dieser hat sie in Abständen von rd. 1,1 m — d. h. zweimal auf jedes Halbfeld — Aussteifungen, die aus zwei \square -Eisen N. P. 26 und zwei 12 mm starken Futtern zusammengesetzt und zwischen dem Gurt \square -Eisen eingietet sind, während Bindebleche aus Flacheisen 230 · 12 unter den Flanschen der \square -Eisen angeordnet sind. Durch diese starken Aussteifungen ist eine Gewähr dafür gegeben, daß die ganze Kraft gleichmäßig auf die einzelnen Profile des zusammengesetzten Querschnittes verteilt und das Ausknicken der einzelnen Teile des Querschnittes unmöglich gemacht wird.

Der Untergurt besteht aus zwei \square -N. P. 30 und Platten 235 · 8 bzw. 10, die innerhalb der \square -Eisen-Flansche an die Stege genietet und so mit ihnen

gleichmäßig um den Schwerpunkt verteilt sind, der in der Trägernetzlinie liegen muß, damit eine zentrische Beanspruchung (gleichmäßige Spannungsverteilung) der Stäbe gesichert ist. Das ist natürlich auch beim Obergurt der Fall. Man sieht deutlich, daß die Netzlinie nicht mit der Mittellinie der \sqcup -Eisen zusammenfällt, sondern infolge des Deckplattenquerschnittes höher liegt. Weichen die Querschnittsflächen infolge verschiedener Stärken ein wenig von einander ab, so gruppiert man die Schwerpunktslinien derart um die Netzlinien, daß der Unterschied ein Mindestmaß wird. Auf die Flanschen der \sqcup -Querschnitte im Untergurt sind keine Platten gelegt, da hierdurch unnötig viel Querschnittsverlust, Bohr- und Nietarbeit entstanden wäre. Durch die breiteren Flacheisenstreifen mit den Nietköpfen wäre außerdem die Anstrichfläche unnötig vergrößert und ein Wassertrog entstanden, der eine große Rostgefahr bilden würde. Der Untergurt hat nur Zugkräfte aufzunehmen, eine Verbindung der einzelnen Teile ist also nicht nötig. Trotzdem sind einfache Bindebleche aus Flacheisen $230 \cdot 12$ in Mitte jedes Halbfeldes zur Verbindung der beiden Stränge angeordnet, um eine gewisse Steifigkeit in seitlicher Richtung zu erzeugen, dient der Untergurt doch auch als Druckgurt des Windverbandes.

Sowohl Untergurt als auch Obergurt sind nun zu lang, um aus einer Walzlänge der Profileisen hergestellt werden zu können. Nähere Angaben hierüber S. 113. Um bequeme Baulängen, d. h. zum Versandt und Einbau vorteilhafte Längen zu erhalten, sind in beiden Gurtungen je zwei Stöße angeordnet. Der Obergurt ist in den Punkten 4 und 4', der Untergurt in 3 und 3' gestossen. Ersterer wird somit in zwei Teile von je $9,9\text{ m}$ und einen von $6,6\text{ m}$, letzterer in zwei Teile von ungefähr $9,9\text{ m}$ und einen von $13,2\text{ m}$ zerlegt, sodaß durch keinen von ihnen die üblichen Walzlängen erheblich überschritten werden, auch ihre Bearbeitung nicht durch umständlichen Transport in der Werkstatt und auch draußen Schwierigkeiten, d. h. Mehrkosten, verursacht. Die für die Verbindung der einzelnen Teile erforderlichen Stoßdeckungen sind in den Abb. 3 und 4 gezeigt. Abb. 4 zeigt die Deckung des Untergurtes, beiderseitige Laschen $235 \cdot 10$ bzw. $300 \cdot 10$ für die senkrechten Platten an den \sqcup -Eisen, Flacheisen $120 \cdot 15$ für die Flansche und das 12 mm starke Knotenblech innen und ein äußeres Blech $235 \cdot 10$ für die Stege. Es ergeben sich, wie der Schnitt $a-b$ Abb. 4 zeigt, fünf aufeinanderliegende Bleche. Abb. 3, die den Obergurtstoß darstellt, zeigt einseitige Deckung durch Laschen $215 \cdot 9$ für die in die \sqcup -Eisen gelegten Platten, Laschen $280 \cdot 12$ für die \sqcup -Eisen-Stege und Flacheisen $95 \cdot 15$ für die \sqcup -Eisen-Flansche. Die obere Kopfplatte $480 \cdot 10$ ist durch eine gleiche Lasche gedeckt. In allen Fällen ist die dem vollständigen Querschnittsanschluß entsprechende Anzahl von Nieten vorgesehen. Im Untergurtstoß sind es durchgängig zweischnittige, im Obergurtstoß meist einschnittige Niete. Näheres hierüber S. 120.

Die Verbindung der Füllungsstäbe mit den Gurten ist nach dem Grundsatz ausgeführt, die Stäbe möglichst weit in die Gurtungen hineinzuführen und tunlichst mit diesen unmittelbar zu vernieten. Es wird damit erreicht, die Knotenbleche selbst so klein als möglich machen zu können. Und das hat nicht bloß wirtschaftlichen und ästhetischen Wert, sondern die Nebenspannungen infolge der festen Vernietung im Knotenpunkt werden kleiner. Der theoretischen Voraussetzung reibungsloser Gelenke in den Knoten nähert man sich je mehr man die Vernietung an den Netzpunkt heranbringt. Um dies mit 12 mm starken Knotenblechen ohne Futter ausführen zu können, sind alle Füllungsstäbe 260 mm breit gewählt. D_2 , das nur Zugkräfte erhält, hat trotzdem auch einen druckfesten Querschnitt aus zwei \sqcup N. P. 26 mit dazwischen gelegten Flacheisen $260 \cdot 8$ erhalten. Für D_3 ist ein breitflanschiges Differdinger I -Profil No. 26B gewählt, deren gute Verwendbarkeit für Druckstäbe auf S. 128 des Kap. III hervorgehoben wurde.

Die für die Verbindung benutzten Knotenbleche von 12 mm Stärke sind an den Knotenpunkten möglichst geradlinig geschnitten. Die Stellung der Niete entspricht den in Kap. III Seite 129 u. ff. aufgestellten Regeln, also möglichst symmetrische Anordnung um die Schwerlinie, und in den ersten abziehenden Querschnitt nur einen Niet. Besonders lehrreich durch ihre Ausbildung sind die Anschlüsse der Schräge D_1 an den Ober- und Untergurt. Im Punkte O , also über den Auflagern, ist der Untergurt um 250 mm über den Netzpunkt hinausgeführt. Die \sqcup -Eisen der Endschrägen sind schräg abgeschnitten, sodaß sie auf dem gemeinsamen Knotenblech gegen die \sqcup -Eisen des Untergurtes stoßen. Die Kopfplatte 470 · 10 der Schräge ist geschlitzt und soweit über das Knotenblech geführt, daß ihr Querschnitt durch ein zwischen die Knotenbleche gelegtes \sqcup -N. P. 26 auf das Knotenblech übertragen ist. (Abb. 2. Schnitt $a-b$). Um den abstehenden Flansch des \sqcup -Eisens anschließen zu können, sind oben und unten Winkeleisen 90 · 90 · 11 angeordnet, außerdem ist noch ein zweites \sqcup -N. P. 26 zwischen die Bleche genietet, damit auch in dem weiter von der Netzlinie abliegenden Teile möglichst große Starrheit des Auflagerpunktes gewährleistet ist. Das Knotenblech selber ist geradlinig begrenzt und soweit vergrößert, daß der Endquerträger in seiner ganzen Höhe angeschlossen werden kann. (Abb. 2 Schnitt $c-d$). Zu diesem Zwecke ist zwischen die beiden Knotenbleche ein Pfosten mit kreuzförmigem Querschnitt aus Winkeleisen 130 · 65 · 10 und Flacheisen 260 · 12 eingebaut. Weitere Einzelheiten ergeben sich aus den Schnitten $a-b$ und $c-d$.

Die Verbindung der einzelnen Stäbe und deren Teile in dem oberen Knotenpunkte 1 ist auf folgende Weise ausgeführt: Die inneren Flächen der \sqcup -Eisen sowohl der Endschräge als des Gurtstabes liegen in einer Ebene und deshalb ist das unmittelbar daran liegende Knotenblech von 12 mm Dicke von innen als Lasche für die Stege verwendet. Die \sqcup -Eisen sind durch einen Gehrungsschnitt zusammengepaßt und eine winkelförmig geschnittene Lasche aus 12 mm dickem Blech legt sich zur Deckung des Stoßes im Stege von außen in die \sqcup -Eisen hinein. Die unteren Flansche sind durch Winkeleisen 90 · 90 · 13 gedeckt; die Verbindung der Kopfplatte 480 · 10 des Obergurtes mit der 470 · 10 Platte der Endschräge erfolgt durch eine Lasche 480 · 15. Winkel wie Lasche sind natürlich der Ecke entsprechend scharf passend gebogen. Zur besseren Uebertragung und Aussteifung dieses Punktes ist innen auf jeder Seite noch ein Winkeleisen 150 · 100 · 12 in die Ecke zwischen Steg und Kopfblech eingietet. Nach obiger Darstellung bedürfen die übrigen Knotenpunkte wegen ihrer wesentlich einfacheren Gestalt keiner besonderen Erläuterung mehr. Die vollständige Durchführung der Pfosten bis an die äußersten Enden der Gurte ist als wichtig hervorzuheben. Alles weitere geht aus Abb. 2 hervor.

Die Fahrbahn hat folgende Ausbildung: Hölzerne Querschwellen von 24 cm Höhe und 26 cm Breite liegen in regelmäßigen Abständen von 55 cm und sind mit Schrauben von 20 mm Durchmesser an Winkelstücke 200 · 100 · 14 befestigt, die auf die Schwellenträger festgenietet sind. (Abb. 5 Schnitt $a-b$ und Abb. 7.) Die Schwellen reichen abwechselnd bis zu den beiden Hauptträgern, wie in Abb. 150 S. 149 angegeben, sodaß der Bohlenbelag die ganze Fläche zwischen den Hauptträgern abdeckt. Abb. 1 zeigt die Schwellen-Teilung in der Gesamtanordnung, ebenso auch die Lage der Schienenstöße. Für die Schwellenträger sind Walzeisen I N. P. 40 verwendet, deren Anschluß an die Querträger Abb. 5 mit dem Schnitt $a-b$ deutlich zeigt. Die Flansche des I-Eisens sind einseitig auf die Breite der Anschlußwinkel abgeschnitten, sodaß der eine Anschlußwinkel zur Aussteifung der Blechwand der Querträger durchgeführt werden kann, während der Anschlußwinkel auf der anderen Seite nur eine solche Länge erhalten hat, wie sie die lichte Höhe des Trägers zwischen den Flanschen erlaubt. Für beide Anschlußwinkel ist das Profil 80 · 120 · 12 verwendet, die so breit sind, daß sie die reichlich zu bemessende Anzahl der Anschlußniete aufnehmen können.

Die Querträger, die in 3,3 m Entfernung an jedem Pfosten angeordnet sind, haben als Blechträger ein Stehblech 680 · 10 mit vier Winkeln 100 · 100 · 12 und Kopfplatten 230 · 13. In 650 mm Entfernung von der Hauptträgermitte sind die Stöße angeordnet, die den Querträger an zwei Eckbleche anschließen. (Abb. 2 Schnitt *e-f* und Abb. 5). Diese sind mit Winkeleisen 90 · 90 · 11 an die Stege der Pfosten angenietet und zur Füllung der Lücke über den dazwischen liegenden Knotenblechen ist oben, um die Kröpfung zu vermeiden, ein Futterstück eingeschoben. Da die Pfosten nur aus einem \square -Eisen seitlich der Netzlinie bestehen, so ist das in der Netzlinie liegende Anschlußstehblech in dem oberhalb der Querträger liegenden Teile über den Steg des \square -Eisens durchgeführt und mit diesem unmittelbar vernietet. Die Uebertragung der Querträgerlast erfolgt also nicht bloß durch die ersterwähnten Anschlußwinkel einseitig, sondern auch durch dieses überragende Anschlußblech zentrisch auf den Hauptträger. Gestoßen wird nur das Stehblech, die Gurtwinkel werden oben bis an den Pfosten, unten bis an die Gurtung geführt. Die obere Kopfplatte des Querträgers wird 400 mm auf die schrägen Aussteifungswinkel des Anschlußbleches hinaufgeführt. Eine 12 mm dicke Platte dient außerdem noch zur Verstärkung des Stehbleches am Pfostenanschluß und zur Vermeidung einer Kröpfung der Anschlußwinkel. (Abb. 5). Die Eckbleche der Querträger sind an dem \square -Eisenflansch des Pfostens noch durch eine Winkel-Lasche 80 · 10 vernietet. Daß die Pfosten mit dem Querträger einen oben offenen Halbrahmen bilden, der die Obergurtung an seitlichem Ausknicken verhindern soll, ist eingangs bereits erwähnt. Von diesem Gesichtspunkt aus ist die Eckverbindung und deren Aussteifung durchgebildet. Eine von der soeben beschriebenen abweichende Bauart ist für den Endquerträger in Anwendung gekommen. Hier ist durch die Ausbildung des Knotenbleches im Hauptträger ein Pfosten geschaffen, der so hoch ist, daß der Endquerträger gerade dagegen gestoßen und mit Winkeln 90 · 90 · 11 angeschlossen werden kann. Die Gurtwinkel und Platten sind ebenfalls bis an den Hauptträger geführt, der Stoß des Stehbleches fällt fort. Abb. 6 zeigt die Einzelheiten dieses Anschlusses. Der Endquerträger erhält nach dem Kammermauerwerk zu eine Konsole aus einem Γ N. P. 40, damit eine Schwelle noch zwischen dem Endquerträger und dem Mauerwerk gelagert werden kann.

Die Konstruktion des Schwellenträgerverbandes ist in Abb. 7 dargestellt. Für die Stäbe sind überall Winkel 70 · 70 · 9 verwendet; kleinere Walzeisen benutzt die preuß. Staatsbahn nicht. Die Knotenbleche sind 10 mm stark und so gelegt, daß sie unmittelbar von unten an die oberen Flanschen der Längsträger genietet werden können. An den Stegen der Querträger sind sie mit kleinen Anschlußwinkeln 70 · 70 · 9 befestigt.

Der unten liegende Windverband ist in Abb. 8 dargestellt. Die Querträger sind hierfür Pfosten, an welche die Füllstäbe in K-förmiger Anordnung aus zwei über Kreuz gestellten Winkeleisen anschließen. Die hierfür gewählten Profile nehmen entsprechend der kleiner werdenden Querkraft nach der Mitte zu von 90 · 90 · 11 auf 80 · 80 · 8 ab. Um ihre Knicksicherheit zu erhöhen, ist die ganze Länge durch zwei Paar rechtwinklig zu einander stehende Bindebleche in drei gleiche Teile geteilt, wie auch in Kap. III auf S. 128 genauer erörtert ist. Die Knotenbleche sind 12 mm stark und mit den Untergurten des Hauptträgers und Querträgers vernietet. Auch die Pfosten sind noch durch kleine Anschlußwinkel fest mit diesen Windblechen verbunden. Zu beachten ist, daß der eine Winkel der Windstreben unter den Windblechen liegt, als untere Kante des ganzen Ueberbaues die Konstruktions-Unterkante bildet. Von hier bis zur Schienenoberkante rechnet man die Bauhöhe der Brücke, die in diesem Falle 1100 mm beträgt.

Jeder Hauptträger ruht auf einem beweglichen und einem festen Auflager, die unter den Punkten *O* bzw. *10* angeordnet sind. Das in Abb. 2 dargestellte bewegliche Lager besteht aus einer 50 mm starken

Kopfplatte, die mit vier Schrauben von 26^{mm} Durchmesser unter dem Untergurt befestigt ist, einer Stahlguß-Walze von 330^{mm} Durchmesser und einer unteren Grundplatte von 8^{cm} Stärke. Die 580^{mm} lange Walze hat an den Enden Zapfen, mit denen sie in Aussparungen der oberen und unteren Platte greift, damit ihre Bewegung gesichert bzw. eine Schiefstellung ausgeschlossen ist. Zwischen dem Auflager und dem Werkstein ist eine 20^{mm} starke Zementschicht. Der Vorteil der Verwendung von nur einer Auflagerrolle ist im späteren Abschnitt über Lager und Rollen hervorgehoben. Das als Tangentiallager ausgebildete feste Auflager ist in Abb. 6 gezeigt. Hier ist unter dem Untergurt eine Stahlgußplatte mit Schrauben befestigt, die auf einer in die Auflagersteine eingelassenen nach oben gekrümmten Platte ruht, auf welcher sich das Trägerende durch Wälzung frei drehen kann. Beide Platten haben seitlich Knaggen, die eine Längsbewegung verhindern. Die unteren Platten der Auflager sind mit kreuzförmigen Rippen in den Auflagerstein eingelassen, und die Fugen mit Zement vergossen; eine Befestigung mit Steinschrauben wie früher üblich, ist nicht erforderlich.

Das Kammermauerwerk ist durch ein \sqcup N. P. 30 abgeschlossen, das mit Winkeln 80 · 80 · 10 und einer Platte von 20^{mm} Dicke hinter der Mauer verankert ist. Eine Asphaltfilzschicht verhindert, daß Wasser aus der Hinterstopfung nach der Vorderseite des Mauerwerkes durchsickert. Durch die sehr knappe Ausbildung ist es möglich, die letzte Landschwelle bis auf 600^{mm} an die letzte Brückenschwelle heranzubringen, ohne den für die Stopfhacke erforderlichen Raum zu beengen. (Abb. 6).

β. Tafel II. Eingleisige Eisenbahnbrücke über den Pritzer See. Erbaut im Jahre 1901. Vom Verfasser für die Vereinigte Eisenbahn-Bau- und Betriebsgesellschaft entworfen.

Die Brandenburgische Städtebahn überschreitet auf einem geschütteten Damm den sehr morastigen See, dessen Untergrund sich erst in einer Tiefe von rd. 13^m unter Mittelwasser als fest genug für die Gründung der Pfeiler erwies. Ein kurzer Hinweis auf die bauliche Anordnung der Pfeiler inmitten der Dammschüttung dürfte wohl am Platze sein. Wie die Abb. 1—3 zeigen, sind für jeden Pfeiler vier Brunnen bis zum tragfähigen Baugrund abgesenkt, auf diese ist eine Eisenbetonplatte von 1^m Dicke gelegt, und darauf sind Pfeiler und Flügel im Grundriß \square -förmig errichtet. Innerhalb der nach dem Damm zu offenen Kammer ist statt der Erdschüttung Magerbeton eingebracht und somit ein kräftiger Baukörper hergestellt, der unabhängig von den Bewegungen des aufgeschütteten Dammes ist.

In Abb. 1—3 ist auch die gesamte Lage dargestellt. Die Brücke schneidet die Schifffahrtsrinne unter einem Winkel von 60°; die Stützweite ist deshalb so groß gewählt, daß der Ueberbau rechtwinklig ausgeführt werden konnte. Es sind zwei Hauptträger in 4,45^m Entfernung angeordnet, die

bei 33,77^m Stützweite 3,8^m Höhe haben, sodaß ihr Verhältnis $\frac{h}{l} = \text{rd. } \frac{1}{9}$

ist. Die Hauptträger (Abb. 4) sind Trapezträger mit einfachem Pfostenfachwerk. Die Feldweite beträgt 3,07^m, sodaß die Schrägen etwas steiler als 45° stehen. Die ganze Stützweite ist in 11 Felder geteilt. Ein Feld liegt in der Mitte und in diesem sind gekreuzte Schrägen angeordnet; in den übrigen Feldern sind dagegen nach der Mitte zu fallende, also reine Zugschrägen gewählt, mit Ausnahme der beiden Endfelder, in denen Druckschrägen angeordnet sind, die man auch als die Fortsetzung des Obergurtes betrachten kann. Hierdurch erhält das Trägerbild seine einfache und gefällige Gestalt. Wegen der geringen Trägerhöhe konnte ein oberer Verband zwischen den beiden Hauptträgern nicht angeordnet werden, da dieser das freie Profil beschränkt hätte. (Abb. 8). Daher ist nur ein unterer Verband eingebaut, der die K-Form mit gekreuzten Schrägen im Mittelfeld aufweist.

Die seitliche Knickfestigkeit des Obergurtes ist durch steife Querrahmen gesichert, wie noch genauer erörtert werden soll.

Auf die Berechnung der Stabkräfte, die ja keine Schwierigkeit bietet, soll hier nicht weiter eingegangen werden. Es sei hierfür auf die bekannten Werke von Müller-Breslau, Mohr, Mehrten's u. a. verwiesen.

Die Querschnittsbemessung ist ähnlich der im vorigen Beispiel. Für den Obergurt und den ersten Schrägstab sind zwei \square N. P. 24, die einen lichten Abstand von 180 mm zwischen den Stegen haben, mit einer Kopfplatte 350 · 10 verwendet; Vergrößerung des Querschnittes findet mittels aufgelegter Kopfplatte 350 · 10 statt. Der Untergurt besteht aus zwei \square N. P. 30, die Vergrößerung des Querschnittes erfolgt durch Flacheisen 260 · 10, die in die \square -Eisen hineingelegt und mit deren Stegen vernietet sind. Der lichte Abstand der Untergurt- \square -Eisen ist ebenfalls 180 mm. Die Absteifung und Verbindung der beiden \square -Eisenstränge wird sowohl im Obergurt, der ersten Schräge wie auch im Untergurt durch Flacheisen 300 · 10 bewirkt. Während aber im Untergurt als Zugstab in jeder Feldmitte nur eine Verbindung ausgeführt ist, sind für den Obergurtstabs Druckgurt zwei Verbindungen auf derselben Strecke angeordnet und in der ersten Schräge vier, da diese ja nahezu um die Hälfte länger ist als die Stäbe der Gurtungen. Von einer weiteren Aussteifung der Druckgurtungen ist in Anbetracht der verhältnismässig nur geringen Stabkräfte abgesehen. Die Stöße für Ober- und Untergurt sind im vierten Felde angeordnet, sodaß die Gurtteile rd. 12,3 m größte Länge haben.

Abb. 6 zeigt den Stoß des Obergurtes. Die Kopfbleche 350 · 10 sind durch Laschen 350 · 12 und 180 · 14 gedeckt und mit entsprechender Nietzahl angeschlossen. Das \square -Eisen ist durch Laschen 200 · 12 am Steg und durch ein Flacheisen 350 · 12 am unteren Flansch gedeckt; dieses ist unter die Flanche genietet und auf eine Länge von 1180 mm durchgeführt, wodurch die Stoßstelle noch einen Zuschuß an Steifigkeit erhält.

Abb. 7 zeigt den Stoß der Untergurtung. Die \square N. P. 30 werden durch zwei Laschen 380 · 10, die auf bzw. unter die \square -Eisenflanche gelegt sind und zwei Laschen 300 · 10, die auf die Rücken der \square N. P. 30 genietet sind, gedeckt. Die Stehbleche 260 · 10 werden durch dasselbe Profil gedeckt. Durch die über beide Gurtstränge gelegten Eisen 380 · 10 entsteht für eine kurze Strecke ein geschlossener Kasten, der nur nach den Enden offen ist, doch genügen diese Oeffnungen für die Bearbeitung und Vernietung auf der Baustelle und die dadurch erzielte Versteifung der Stoßstelle ist von erheblichem Vorteil gegenüber dem geringen Mehrverbrauch an Eisen.

Die nur für die Aufnahme von Zugkräften bemessenen Schrägstäbe bestehen aus vier Winkeleisen, die paarweise zusammengenietet und mit den zusammengelegten Schenkeln nach außen gestellt sind bzw. aus hochstegigen \perp -Eisen, die in derselben Weise angeordnet sind. (Abb. 4, 6 und 7). Der lichte Abstand der Profile dieser Stäbe ist ebenfalls auf 180 mm festgesetzt, sodaß sie von außen auf die Knotenbleche gelegt werden können, die ihrerseits auf die Innenflächen der \square -Eisen in den Gurtungen genietet sind. Die Verbindung bzw. Aussteifung erfolgt durch \square N. P. 16 zwischen den Knotenblech-Enden und durch \square N. P. 18 auf der freien Länge.

Die Pfosten, welche, mit Ausnahme des ersten, bei dieser Trägerbauart im Gegensatz zum vorigen Beispiel auch Kräfte des Hauptträgers erhalten, sind aus einem Stehblech 310 · 10 und vier Winkeleisen 100 · 65 · 11 zusammengesetzt. Die schmalen Schenkel sind auf das Stehblech genietet, ohne daß dieses über die Schenkel hervortritt und die abstehenden eine Entfernung von 180 mm von einander haben. Dadurch können die breiten Schenkel auch wieder unmittelbar an die Knotenbleche genietet werden. Außerdem aber sind Stücke von \square -Eisen N. P. 16 mit denselben Nieten, die die Winkeleisen mit den Knotenblechen verbinden, auf der Innenseite der Bleche befestigt und ragen soweit in die Gurte

hinein, daß sie oben gegen das Kopflech stoßen und unten mit der Unterkante der Gurtungs- \perp -Eisen abschneiden. Das Stehblech $310 \cdot 10$ ist für die Kraftübertragung nicht vollständig nötig, es kann also in der in Abb. 8 gezeigten Weise gestoßen werden. Diese Anordnung ist gewählt, damit der Pfosten mit dem Querträger bequem zu einem steifen oben offenen Rahmen verbunden werden kann, durch den die obere Gurtung, wie oben bereits angedeutet, am seitlichen Ausknicken verhindert wird. Der Querträger, der, wie später noch genauer beschrieben wird, als Blechträger ausgebildet ist, hat in rd. 1050 mm Entfernung vom Hauptträger seinen Stehblechstoß.

Das Stehblech des Pfostens ist 1350 mm über der Untergurtung gestoßen, sodaß der mittlere Teil des Pfostens und der Anfang des Querträgers aus einem großen Blech von 10 mm Stärke gebildet werden kann. (Abb. 8). Die Schräge des Bleches schließt sich der Neigung des Durchfahrtsprofils an und wird durch Winkeleisen $80 \cdot 80 \cdot 10$ gesäumt. Der so entstandene Halbrahmen bürgt durch seine steife Verbindung mit Pfosten und Querträger für eine größere Sicherheit gegen elastische Formänderungen als die im vorigen Beispiel gezeigten Querrahmen, die durch ihre einseitige Ausbildung verdrehenden Kräften nur wenig Widerstand entgegenzusetzen können. Sämtliche Knotenpunktverbindungen sind mit Knotenblechen von 10 mm Stärke bewirkt. (Abb. 4, 6 und 7). Besonders lehrreich sind auch hier wieder die beiden ersten Punkte, über dem Auflager und bei dem Anschluß von D_1 an den Obergurt, deren Ausbildung ähnlich derjenigen des Beispiels auf Tafel I ist.

Die eingleisige Fahrbahn hat folgende Ausbildung. Die Schienen liegen mit Unterlagsplatten auf rd. $2,5 \text{ m}$ langen Querschwellen, die ihrerseits wieder mit Winkeleisen $80 \cdot 80 \cdot 12$ auf den $1,8 \text{ m}$ von einander entfernt liegenden Längsträgern befestigt sind. Für diese sind \perp -Eisen N. P. 38 und in den Endfeldern N. P. 40 gewählt, (Abb. 4 und 8). Mit Ausnahme des Endquerträgers sind alle Querträger als Blechträger von 700 mm Höhe ausgeführt. Das Profil der Gurtwinkel ist $80 \cdot 80 \cdot 10$, auf die noch eine Kopfplatte $190 \cdot 12$ genietet ist. Wie schon bei der Beschreibung des Querrahmens erwähnt, liegt der Stoß des Querträgers rd. 1050 mm vom Hauptträger entfernt. Die Kopfplatten hören am Stoße auf, die Gurtwinkel sind bis an den Pfosten durchgeführt, wobei die unteren schräg nach oben auf den Untergurt des Hauptträgers hinaufgeführt sind. Der Stoß des Stehbleches ist durch beiderseitige Laschen $280 \cdot 10$ gedeckt. Der Anschluß der Schwellenträger ist auf gewöhnliche Weise bewirkt durch einen kurzen Anschlußwinkel, sodaß die Flansche des Trägers voll an den Querträger stoßen und einen langen Winkel $80 \cdot 80 \cdot 10$, für den der untere Flansch des Schwellenträgers abgeklinkt ist. Weitere Aussteifungswinkel sind für den Querträger in anbeacht seiner geringen Höhe nicht vorgesehen. Der Endquerträger ist aus einem Mittelstück \perp N. P. 40 und zwei Blechträgern so zusammengesetzt (Abb. 8), daß die Höhe des Blechträgers am Auflager 600 mm beträgt. Er ist hier an den versteiften Knotenpunkt O mit Winkeleisen $80 \cdot 80 \cdot 10$ angeschlossen. In der Fortsetzung der Schwellenträger befindet sich noch ein \perp N. P. 40, das 430 mm hinter dem Endquerträger noch auf einem besonderen Lager ruht und so die letzte Schwelle des Ueberbaues aufnehmen kann, die dadurch der ersten Landschwelle möglichst nahe gebracht ist. (Abb. 5). Die Fahrbahnabdeckung besteht aus 6 cm starken Bohlen. Diese liegen über den Querschwellen in der Längsrichtung. An den Seiten sind je zwei Balken in der Längsrichtung ausgestreckt, auf denen die Querbohlen für die seitlichen Abdeckungen liegen. Ein Geländer ist zwischen den Hauptträgerpfosten angebracht. (Abb. 4 und 8).

Den Windverband zeigt Abb. 5 im Grundriß. Er liegt, wie die Abb. 4, 7 und 8 zeigen, nahe der Mitte des Untergurtes, ist also seiner theoretisch erforderlichen Lage möglichst nahe gebracht. Als Pfosten dienen auch hier wie im Beispiel auf Tafel I die Querträger, an welche

die Windbleche mit Winkeleisen 80 · 80 · 10 angeschlossen sind. Diese Eisen sind für die Anschlüsse an den Untergurt verwendet. Es mag als nicht ganz genügend angesehen werden, daß das Knotenblech des Windträgers nur mit dem einen Strang des Untergurtes vernietet ist, doch kann man diese Bauart bei den geringen auftretenden Kräften sehr wohl ausführen; wird dadurch doch an Bauhöhe gespart, die in diesem Falle nur 900^{mm} beträgt. Die Schrägstäbe des Windträgers sind aus $\perp 120 \cdot 120 \cdot 13$ abnehmend bis auf $\perp 80 \cdot 80 \cdot 9$ gebildet. Alle sind mit darüber liegenden Schwellenträgern vernietet, sodaß sich ein besonderer Schwellenträgerverband als nicht notwendig erwies, eine Anordnung, die bei den vorliegenden Abmessungen sich auch durchaus bewährt hat.

Die in Abb. 9 dargestellten Lager sind mit Ausnahme der kleineren für die Schwellenträger aus Stahlguß. Zwischen den Lagerkörpern und dem Untergurt liegt eine 20^{mm} dicke Platte; die Befestigung der Obertheile erfolgt durch vier Schrauben. Diese Teile der Lager sind bei dem festen und dem beweglichen gleichartig ausgebildet. Sie haben unten eine Ausrundung, in die ein Stahlbolzen von 80^{mm} Durchmesser hineinpaßt, mit dem sie auf der Grundplatte lagern. Diese ist 600 × 580^{mm} groß und hat unten Kreuzrippen, die in den Auflagerstein eingelassen und mit Zement vergossen sind.

Das bewegliche Auflager besteht aus einem Oberteil, das genau wie bei dem festen Lager ausgebildet ist, einem Zwischenstück, welches oben eine Höhlung hat, in welche die 80^{mm} starke Auflagerwalze hineinpaßt. (Abb. 9b). Die untere Fläche ist 400 × 450^{mm} groß und glatt gehobelt, sodaß sie frei auf den drei darunter liegenden Walzen von 120^{mm} Durchmesser rollen kann. Diese sind durch einen Rahmen fest miteinander verbunden und zugleich in bestimmten Abständen geführt. Sie haben, wie auch die obere Walze, gedrehte Bunde, die sie befähigen, auch seitliche Kräfte aufzunehmen und auf den Unterbau abzuführen. Die Grundplatte hat an beiden Enden Ansätze, die eine zu große Bewegung der Rollen verhindern und ist so breit, daß die Bunde der Walzen genau an den Seiten anliegen. Ihre Abmessungen sind 600 × 580^{mm}, ihre Befestigung ist ebenfalls durch in den Stein eingelassene Kreuzrippen bewirkt, die mit Zement vergossen sind. Die gußeiserne Auflagerplatte für den Schwellenträger ist 300 × 350^{mm} groß und hat für die Befestigung des Trägers zwei Schrauben mit Klemmplatten, wie Abb. 9c zeigt. In den Auflagersteinen ist sie ebenfalls eingelassen und vergossen. —

γ. Eisenbahn-Brücke über die Havel bei Brandenburg.¹⁾

Die Hauptträger dieser gleichfalls vom Verfasser für die Vereinigte Eisenbahn-Bau- und Betriebsgesellschaft entworfene Brücke sind Halbpapabelträger von 90^m Spannweite mit K-förmiger von Häseler zuerst empfohlener Füllungsart. Maßgebend war, daß einerseits die Entfernungen zwischen den einzelnen Pfosten des Hauptträgers mit Rücksicht auf eine möglichst normale Durchbildung des Trägerrostes, nicht zu groß werden sollten. Hätte man dann in den 5,625^m weiten Feldern eine ganze Schräge gewählt, so wäre deren Neigung sehr groß und verschieden geworden, wodurch das Bild des Hauptträgers in ästhetischer Beziehung nicht gewonnen hätte. Nichts stört die ruhige Wirkung eines Fachwerkgebildes mehr als die ungleiche Neigung der Schrägen. In einem Fachwerk müssen die Dreiecke möglichst ähnlich sein — ein alter ästhetischer Grundbegriff: die Gleichheit der Proportionen der klassischen Baukunst. Da auch Schrägen über zwei Felder unschön wirken, andererseits aber Wert auf klare Kräftewirkung gelegt wurde, so wurden diese Gründe als ausreichend erachtet, um das bisher nur für Windverbände benutzte System auch für Hauptträger auszuführen. Die Dreiecke sind fast ähnlich, sie sind alle gleichschenkelig. Damit haben wir ein ornamentales Motiv

¹⁾ Veröffentlicht vom Verfasser in der Z. d. V. D. I. 1905, S. 1658.

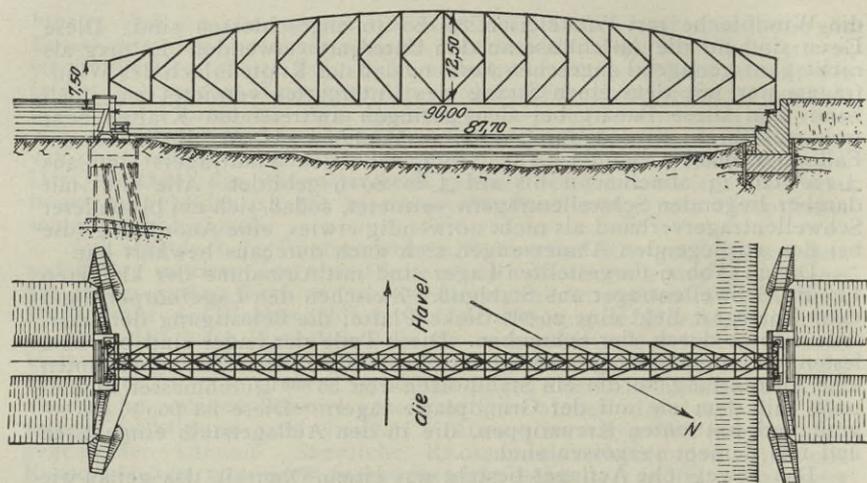


Abb. 308 a und b. Ansicht und Grundriß.

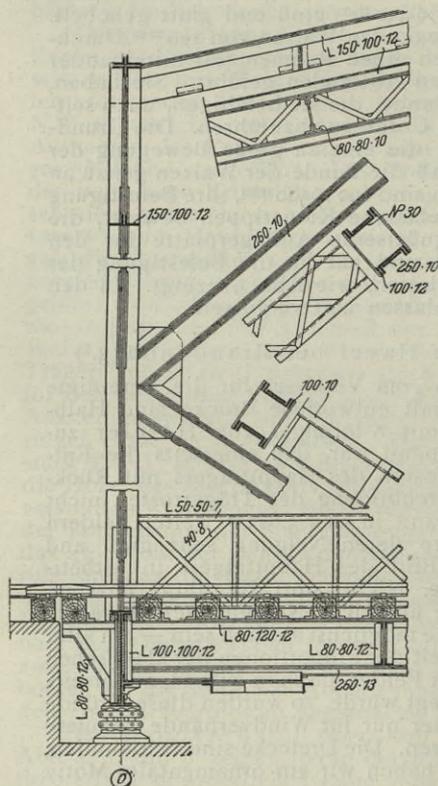


Abb. 309 a. Einzelheiten des Trägerendes.

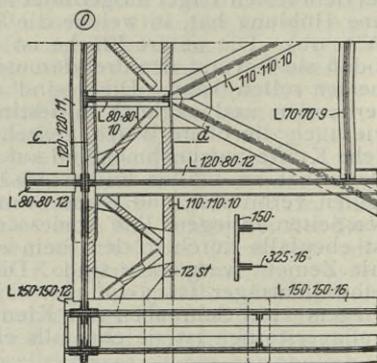
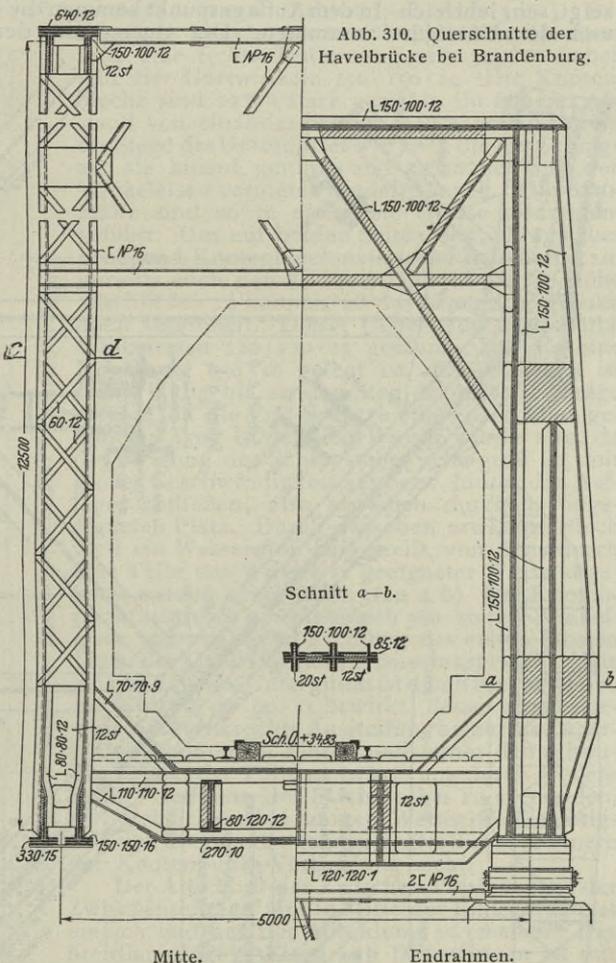


Abb. 309 b. Wagrechter Schnitt durch den Untergurt am Trägerende.

Eisenbahn-Brücke über die Havel b. Brandenburg. (Aus Z. V. D. I. 1905, S. 1658).

ohne Zweckwidrigkeit. Das Hauptträgersystem sowie das des unteren Windverbandes zeigen Abb. 308, a und b. Die Obergurte sind durch Doppelstrebenzüge mit rhombischem Verband ausgesteift. Jeder obere Knotenpunkt ist dadurch seitlich gehalten, ohne daß der obere Windverband einen schwereren Eindruck macht und das Liniennetz stört. Die Querschnitte der Ober- und Untergurte sowie der Pfosten und Schrägen sind in Abb. 309 a und b dargestellt. In der Bemessung der Gurte sehen wir hier das Bestreben, die Höhen der Querschnitte

möglichst zu verringern, dafür mehr Eisen in der Breite anzuordnen, ein Gesichtspunkt, der in Rücksicht auf die Beschränkung der Nebenspannungen sehr zu empfehlen ist. Die Konstruktion der Hauptträger, bei denen aus den nämlichen statischen Gründen auch die Knotenblechabmessungen tunlichst klein gehalten wurden, geht aus denselben Abbildungen hervor. Für die Quersteifigkeit sorgen die Endportale, sowie auch die Querverbindung über der Fahrbahn zwischen je zwei gegenüberliegenden Pfosten, wie aus der Abb. 310 zu ersehen ist. Bemerkenswert ist die Schlitzung des unteren Pfostenendes, um das Blech des Querträgers durchstecken zu können. (Schnitt a—b). Die Vergitterung erfolgt hier mittels Flacheisen 60·12. Hohlräume sind ausgefüttert. Man spare diesen geringen Eisenaufwand nicht, da solche Konstruktion mit Rücksicht auf die Unterhaltungskosten entschieden vorzuziehen ist.¹⁾ Eine Nachbildung dieser Brücke mit Parallelträgern ist jüngst bei der Erbauung der Moskauer Ringbahn ausgeführt, ein Beweis mehr, daß der Häselersche Gedanke doch wohl beachtenswert ist.

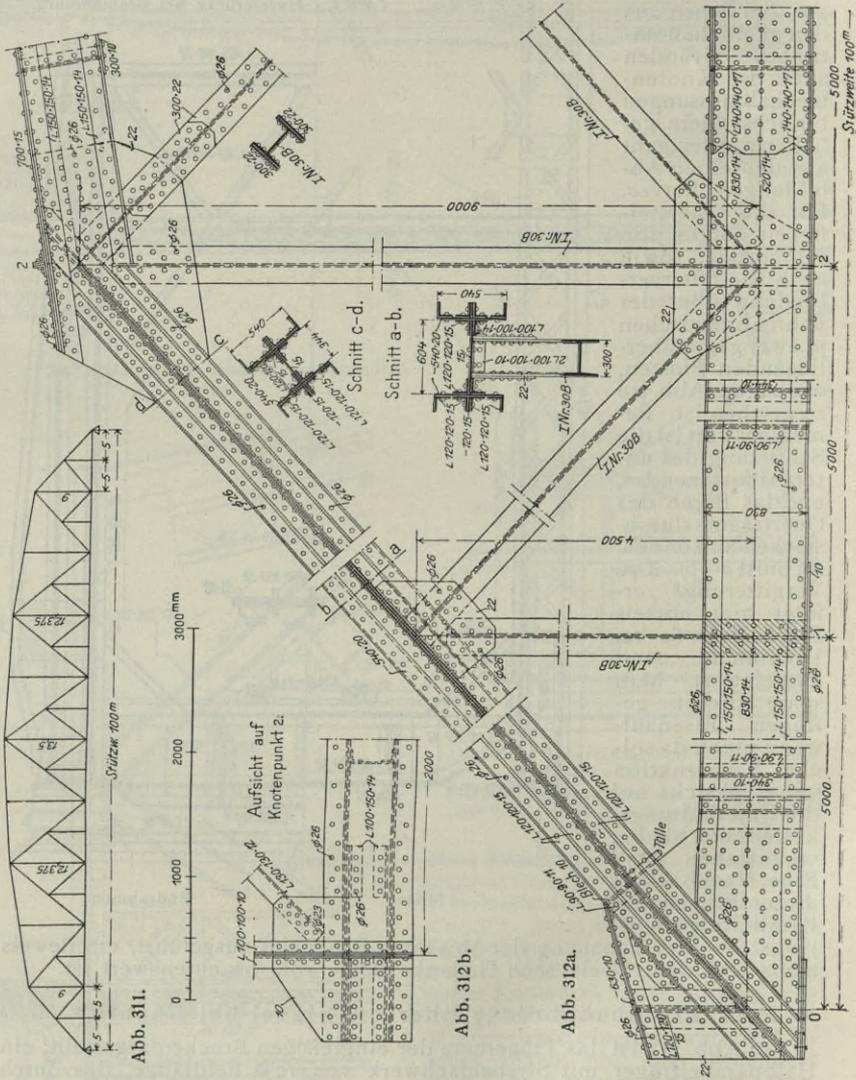


δ. Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh.

In Abb. 311 ist das Trägernetz der eingleisigen Brücke dargestellt, ein Halbparabelträger mit Strebenfachwerk von 10 m Feldlänge, das durch Zwischenstreben und Pfosten in 5 m-Felder aufgeteilt ist. So zweckmäßig diese Gesamtanordnung ist, so wenig gereicht die Brücke selbst der herrlichen Havellandschaft am Wildpark zur Zierde. Hier ist leider dem trockenen „Materialminimum“ des Eisenbahnfiskus jede Regung eines Verant-

¹⁾ Einzelheiten der Fahrbahn usw. sind auf S. 164 und 165 dargestellt.

wortungsgefühes für die Verunzierung der Landschaft durch Ingenieurwerke zum Opfer gefallen. In Bezug auf Einzelheiten der Knotenpunkts-Ausbildung ist Abb. 312, die den Hauptträger vom Auflager bis zum Knotenpunkt 2 zeigt, sehr lehrreich. In dem Auflagerpunkt kommen die erste Hauptschräge und der Untergurt zusammen. Der Querschnitt der End-Schräge ist



H-förmig und zusammengesetzt aus zwei Stehblechen 540 · 20, gesäumt durch vier nach außen stehende Winkeleisen 120 · 120 · 15, einem in der Netzlinie liegenden Flachblech von 15 mm Stärke und 344 mm Breite an den Enden, und 604 mm in der Mitte, das mit Winkeleisen 120 · 120 · 15 eingienietet ist; ferner auf der äußeren Seite der Bleche diesen Anschluß-Winkeleisen

Abb. 312 c.

Wagrechter Schnitt durch den Untergurt.

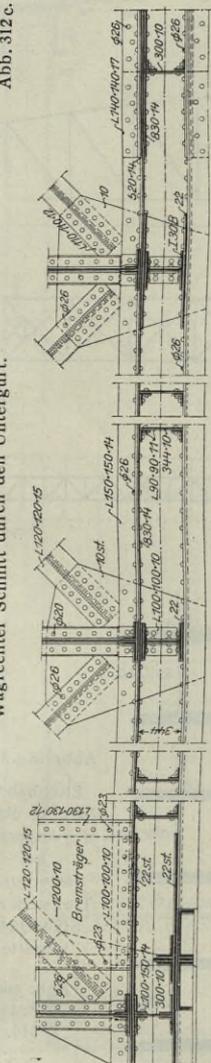


Abb. 311 und 312. Eingleisige Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh.

gegenüber aus je zwei weiteren Winkeleisen $120 \cdot 120 \cdot 15$, die zwischen sich ein Flacheisen $120 \cdot 15$ einschließen. Die Endschräge ist wegen ihrer großen Länge aus Knickfestigkeitsgründen erheblich in der Mitte senkrecht zur Trägerebene verbreitert. (Schnitt *a—b*, Abb. 312a). Der

Untergurt besteht aus zwei Stehblechen, die ebenfalls eine lichte Entfernung von 344 mm haben und vier Gurtwinkeln $150 \cdot 150 \cdot 14$. Die Knotenbleche sind 22 mm stark gewählt, ihr äußerer Abstand von einander beträgt 344 mm , sodaß sowohl die Stege des Untergurtes wie auch die der Schräge auf sie hinauf geführt und zusammen mit den Winkeleisen vernietet werden können. Die Stabkräfte sind so in einfachster Weise zusammengeführt. Um auf beiden Seiten des Schrägstabes genügend Knotenblechmaterial zu haben und andererseits auch den Endquerträger in ganzer Höhe anschließen zu können, ist das Knotenblech nach oben vergrößert. Dieser Ueberstand wird durch Winkeleisen $120 \cdot 120 \cdot 15$ gesäumt, auf die eine Kopfplatte $630 \cdot 10$ gelegt ist. Dieses Blech ist rechtwinklig bis an den Steg der ersten Schräge geführt, da die End-Schräge einen nach oben geöffneten Trog bildet; das Wasser würde also, da die Neigung des Schrägstabes sehr groß ist, mit großer Geschwindigkeit auf bzw. hinter das Auflager abfließen, also an einen durchaus ungeeigneten Platz. Durch das oben erwähnte Blech wird ein Wassersack hergestellt, von dem durch eine Tülle das Wasser in geeigneter Weise abgeleitet werden kann. (Abb. 312a u. b). Der Knotenpunkt ist durch ein Stehblech $300 \cdot 10$ mit Winkeleisen $150 \cdot 150 \cdot 14$ in Richtung des ersten Pfostens bzw. des Querträgeranschlusses ausgesteift. Die Aussteifung des Untergurtes ist durch Bleche $344 \cdot 10$ mit Winkeln $90 \cdot 90 \cdot 11$ bewirkt. Besser wäre es gewesen, die senkrechte Aussteifung bis auf die Lagerplatte hinunter zu führen und ferner den schwachen Punkt der Tüllenentwässerung durch größere Schlitz-Öffnung des Flachbleches zu vermeiden, da durch Schnee bei taugigem Wetter die Feuchtigkeit sich doch in das schwer kontrollierbare Innere der Knotenpunkt-Verbindung zieht.

Der Anschluß des Zwischen-Pfostens und der Zwischenschräge an die Mitte der Endschräge ist einfach und aus der Abbildung zu ersehen. Das breitflanschige I-Eisen 30 B Differdingen ist mit dem aus gleichem Profil gebildeten Zwischenträger zusammen durch zwei Knotenbleche von je 22 mm Stärke und Winkeleisen $100 \cdot 100 \cdot 14$ an das Flachblech der Endschräge angenietet. Dieses Flachblech ist, wie oben angegeben, erheblich breiter und ist Biegungsspannungen ausgesetzt, die durch ein oben quer angenietetes \perp oder \lrcorner -Eisen hätten gemildert werden können.

Der Anschluß der Endschrägen an den Obergurt ist dadurch besonders lehrreich, daß er im Gegensatz zu den auf Tafel I und II dargestellten Obergurt-Endpunkten bei 2 wie ein einfacher Knotenpunkt ausgebildet ist, was an sich sehr zweckmäßig ist. Der Unterschied besteht darin, daß der Obergurt, der aus zwei Stehblechen $650 \cdot 14$, vier Gurtwinkeln

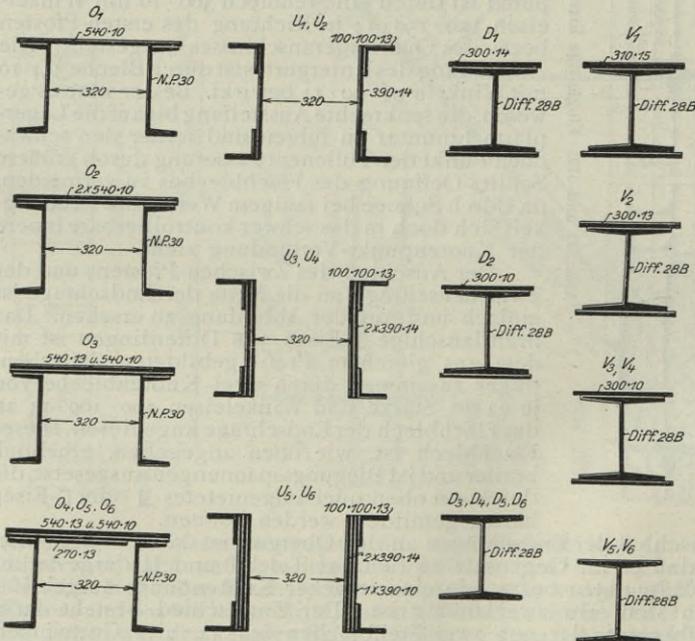
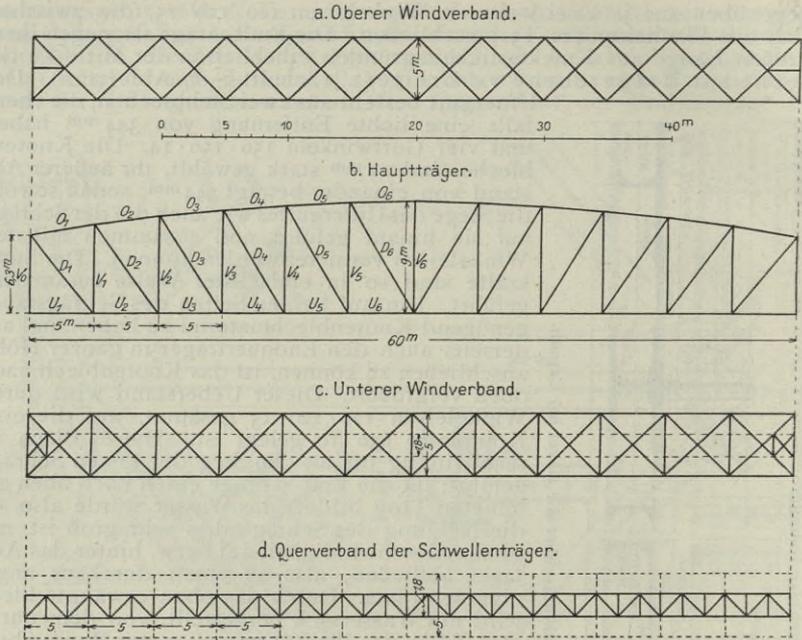


Abb. 313 u. 314.
Eisenbahn-
Brücke über
die Angerapp
bei
Insterburg.
Tragwerk und
Stab-Quer-
schnitte.

Abb. aus
D. B. Z. 1909
S. 510.

150 · 150 · 14 und einer Kopfplatte 700 · 15 besteht, um soviel über den Knotenpunkt geradlinig weitergeführt ist, daß sowohl die oberen Gurt-

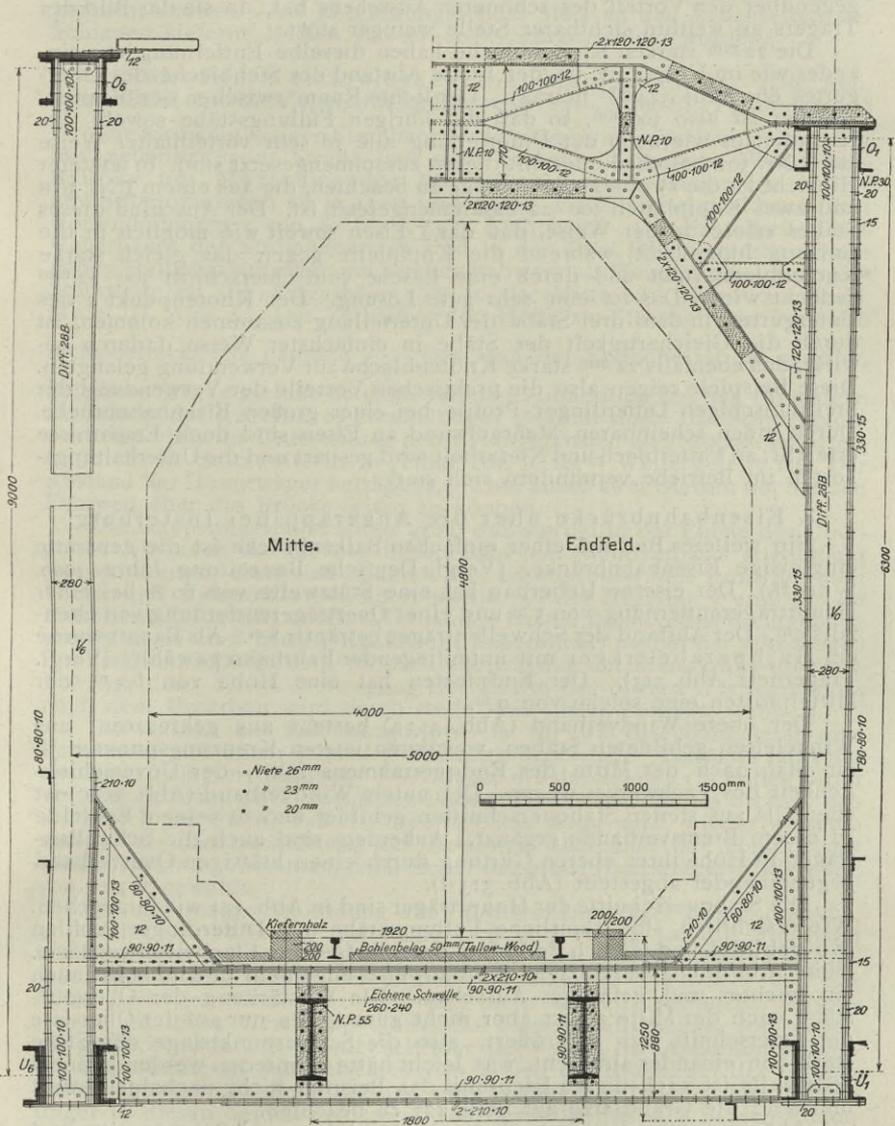


Abb. 315. Querschnitt der Angerapp-Brücke bei Insterburg. (Aus D. B. Z. 1909, S. 510).

winkel wie auch die Kopfplatte voll angeschlossen sind. Dadurch ergibt sich eine Form für das Knotenblech, die diesem ermöglicht, die Kraft der Schräge so aufzunehmen, daß keine einseitigen Ueberbeanspruchungen

im Knotenbleche entstehen. Dies wird bei den auf Tafel I und II gegebenen Beispielen durch kräftige Laschen und in den Gurt gelegte Laschungs-Winkelisen erreicht, eine Bauart, die der soeben vorggeführten gegenüber den Vorteil des schöneren Aussehens hat, da sie das Bild des Trägers an weithin sichtbarer Stelle weniger stört.

Die 22^{mm} starken Knotenbleche haben dieselbe Entfernung von einander wie im Untergurt, da der lichte Abstand der Stehbleche des Obergurtes ebenfalls 344^{mm} beträgt. Der lichte Raum zwischen den Knotenblechen ist also 300^{mm}, so daß die übrigen Füllungsstäbe sowohl des Hauptnetzes wie auch der Unterteilung alle in sehr vorteilhafter Weise aus I Nr. 30B bestehen oder mit diesen zusammengesetzt sind. In letzterer Hinsicht ist die zweite Hauptschräge zu beachten, die aus einem I Nr. 30B und zwei Kopfplatten 300·22 zusammengesetzt ist. Der Anschluß dieses Stabes erfolgt in der Weise, daß das I-Eisen soweit wie möglich in die Gurtung hineinläuft, während die Kopfplatte gegen das gleich starke Knotenblech stößt und durch eine Lasche vom Querschnitt 300·22^{mm} gedeckt wird. Das ist eine sehr gute Lösung. Der Knotenpunkt 2 des Untergurtes, in dem drei Stäbe der Unterteilung zusammen kommen, ist durch die Gleichartigkeit der Stäbe in einfachster Weise dadurch bewirkt, daß ebenfalls 22^{mm} starke Knotenbleche zur Verwendung gelangten. Diese Beispiele zeigen also die praktischen Vorteile der Verwendung der breitflanschten Differdinger-Profile bei einer großen Eisenbahnbrücke. Durch einen scheinbaren Mehraufwand an Eisen sind doch Ersparnisse erreicht; an Futterblech und Nietarbeit wird gespart und die Unterhaltungskosten im Betriebe vermindern sich stark.

e. Eisenbahnbrücke über die Angerapp bei Insterburg.

Ein weiteres Beispiel einer einfachen Balkenbrücke ist die genannte eingleisige Eisenbahnbrücke. (Vergl. Deutsche Bauzeitung Jahrg. 1909, S. 510 ff.) Der eiserne Ueberbau hat eine Stützweite von 60^m bei einer Hauptträgerentfernung von 5^m und einer Querträgerentfernung von ebenfalls 5^m. Der Abstand der Schwellenträger beträgt 1,8^m. Als Bauart wurde ein Halbpapabelträger mit untenliegender Fahrbahn gewählt. (Vergl. Trägernetz Abb. 313). Der Endpfosten hat eine Höhe von 6,3^m, der Mittelpfosten eine solche von 9^m.

Der obere Windverband (Abb. 313a) besteht aus gekreuzten, aus Winkelisen gebildeten Stäben, von deren letzten Kreuzungspunkten je ein Stab nach der Mitte des Endquerrahmens führt, der Unverschieblichkeit des Fachwerkes wegen. Der untere Windverband (Abb. 313c) ist ebenfalls aus steifen Stabquerschnitten gebildet und in seinem Endfelde zu einem Bremsverbande ergänzt. Außerdem sind auch die Schwellenträger in Höhe ihrer oberen Gurtung durch einen kräftigen Querverband gegeneinander abgesteift (Abb. 313d).

Die Stabquerschnitte der Hauptträger sind in Abb. 314 wiedergegeben. Wie ersichtlich, sind sämtliche Füllungsstäbe aus Differdinger Profilen 28B gebildet und je nach Bedürfnis durch aufgelegte Flachisen verstärkt. Diese Anordnung vereinfacht die Bauweise ungemein und gibt ihr auch ein leichtes und gefälliges Aussehen. Die Verstärkung der Obergurtstäbe nach der Mitte zu ist aber nicht günstig, da nur auf der Oberseite der Querschnitt sich vergrößert, also die Schwerpunktslage der Stäbe stark von einander abweicht, was leicht hätte vermieden werden können. Jedenfalls ist nach dieser Richtung das Beispiel nicht nachahmenswert und sind die Grundsätze auf Seite 127 zu beachten.

Abb. 315 stellt den Querschnitt des Ueberbaues in Brückenmitte und am Endfelde dar. Die Querträger bestehen aus genieteten Blechträgern, die Schwellenträger aus I N. P. 55.

Die eichenen Brückenschwellen haben eine Stärke von 24·26^{cm} und sind in einem Abstand von \geq 60^{cm} verlegt. Der 5^{cm} starke Bohlenbelag der Fahrbahn besteht aus australischem Hartholz (Tallow-wood). Der

gewöhnlich für Fahrabdeckungen verwendete kieferne Bohlenbelag widersteht erfahrungsgemäß den Einflüssen des ostpreußischen Klimas nur wenige Jahre. Es ist hier deshalb mit dem Hartholz ein Versuch gemacht worden. Als Entgleisungsschutz sind an den Außenseiten der Schienen kieferne Balken von $20 \cdot 20$ cm Stärke verlegt worden.

§. **Tafel III.** Weichselbrücke bei Marienwerder. (Die Abb. dieser Tafel sind der Zeitschrift für Bauwesen 1910, Atlas Bl. 12 entnommen.)

Die für zweigleisigen Eisenbahnverkehr bestimmte, vorläufig eingleisig mit nebenliegender Straße 1909 dem Verkehr übergebene Weichselbrücke bei Marienwerder hat bei einer Gesamtlänge von 1058 m, fünf Stromöffnungen zu je 132 m und daran anschließend zwei bzw. drei Vorlandöffnungen von 80 bzw. 79 m Lichtweite. Die Einzelheiten des Ueberbaues der Stromöffnungen sind in der Tafel III dargestellt. Diese haben Halbparabelträger mit Strebenfachwerk als Hauptträger. Bei 130 m Stützweite ist die Trägerhöhe 20 m in der Mitte und 9,87 m am Ende. (Tafel III, Abb. 1.) Das Verhältnis von Höhe zur Stützweite ist hier also

recht beträchtlich, nämlich $\frac{1}{6,5}$. Das Maß der Endhöhe ist so gewählt, daß diese Brücke gleiche Bauhöhe mit den Vorlandbrücken hat, für welche als System des Ueberbaues Parallelträger gewählt sind. Das Strebenfachwerk hat einfache Unterteilung nebst Hängepfosten und Stützen erhalten, wodurch die Stützweite in 20 Felder von je 6,5 m Weite geteilt ist. Der Abstand der Hauptträger beträgt 12,1 m, um außer zwei Gleisen noch einen Fahrweg über die Brücke leiten zu können.

Die Hauptträgerhöhe ist so groß, daß sowohl in der Ebene des Obergurtes wie auch in der des Untergurtes ein Windverband angebracht werden konnte, ohne daß dadurch das erforderliche freie Profil für zwei Gleise und Fahrstraße behindert wurde. (Tafel III, Abb. 2 und 3.) Im mittelsten Felde des unteren Verbandes ist ein Bremsverband eingebaut, zwei weitere sind in den Endfeldern angeordnet, da bei der sehr langen Fahrbahn eine Dreiteilung für die Uebertragung der Bremskräfte erforderlich erschien. Die Uebertragung der Kräfte des oberen Windverbandes nach dem Unterbau wird durch steife Endrahmen bewirkt. (Abb. 4.)

Der Ausbau des Fahrabgerippes ist für zwei Eisenbahngleise, eine Fahrstraße und einen schmalen Fußweg vorgesehen. Vorläufig führt nur ein Eisenbahngleis hinüber. Die Straße, die durch ein 2,5 m hohes Gitter von ihm getrennt wird, ist um den Betrag des zweiten Gleises breiter, den sie jedoch im Falle, daß das zweite Gleis nötig wird, wieder abtreten muß. Von einer Anordnung auf Konsolen außerhalb der Hauptträger wurde Abstand genommen, dafür lieber die große Hauptträger-Entfernung von 12,1 m gewählt.

Die allgemeine Anordnung der Fahrabnähmlängsträger zeigen die Abb. 3, 4 und 5 auf Tafel III. Im Felde 5—6 und 15—14 ist die Fahrbahn unterbrochen, wodurch verhindert wird, daß die Längsträger an den Gurtspannungen der Hauptträger teilnehmen, und die Querträger von der Mitte nach den Enden zu mehr und mehr seitlich verbiegen. Es entstehen auf diese Weise drei getrennte Fahrabnähmabschnitte, von denen der größere mittlere 65 m, jeder seitliche 32,5 m lang ist. Außerdem werden die Bremskräfte in den verschiedenen Teilen der Brücke auf den diesem Teile zugewiesenen Bremsverband einwandfrei übertragen. Der Längsträger in diesen beiden Feldern ist von der Mitte aus nach beiden Enden in seiner Höhe um soviel abgeschrägt, daß er mit Tangentialagern einfachster Form auf Konsolen der Querträger gelagert werden kann. Die normalen Längsträger sind als Blechträger ausgebildet und bestehen aus einem Stehblech $900 \cdot 10$ mm mit Gurtwinkeln $100 \cdot 100 \cdot 12$. Der Obergurt hat außerdem noch eine durchgehende Kopfplatte, die aber nur aufgenietet ist, damit die Fugen zwischen dem Stehblech und den Winkeln verdeckt

sind; der Untergurt hat keine Kopfplatte. Die Holzquerschwellen sind in gewöhnlicher Weise an (auf den Gurt genietete) ungleichschenklige Winkeleisen geschraubt. Ausgesteift ist der Steg in Abständen von 0,7—0,8 m durch einseitig aufgenietete Winkeleisen 70·70·10. Die Befestigung an den Querträgern ist mit Winkeln 90·90·11 in ganzer Höhe ausgeführt, außerdem befindet sich unter jedem Ende noch eine Konsole, die den überstehenden Teil des Querträgers fest mit dem Längsträger verbindet. Die Längsträger der Fahrbahn sind ebenfalls als Blechträger ausgebildet und in derselben Weise angeschlossen wie die der Eisenbahngleise. Außerdem sind noch I N. P. 40 nahe den Hauptträgern und zwischen den Längsträgern parallel an diesen eingeschaltet, die den Querschwellen als Endauflager dienen. Die Querträger sind aus parallelem Stehblech 1750·15 mm mit Gurtwinkeln 120·120·16 und Kopfplatten 300·20 bzw. 300·12 gebildet. (Vergl. auch Abb. 10 auf Tafel III.) Der Anschluß an die Hauptträger ist auf die Breite der Gurtung mit Winkeln 100·90·14, auf die übrige Strecke mit Winkeln 200·90·15 bewirkt. Ein aus dem Pfosten herausragender Blechstreifen wird von diesen Anschlußwinkeln mitgefaßt und ist mit den Winkeleisen des Obergurtes fest vernietet. Eine Aussteifung der Blechwandung erübrigt sich, da die Anschlußwinkel der Längsträger nur kleine Abstände von einander haben (Abb. 4) und als hinreichende Aussteifung anzusehen sind. Der Stoß des Stehbleches liegt, wie Abb. 4 schematisch zeigt, in der Mitte und ist durch Laschen gedeckt, genau wie im Kap. III, Seite 144, durch ein Beispiel erläutert worden ist.

Der Brückenbelag besteht durchweg aus Kiefernholz. Die Schienen ruhen mit Platten auf den Querschwellen von 24/24 cm Querschnitt. In der Verlängerung der Schwellen liegen gleich starke Balken, die die Fahrbahn der Straße tragen (Abb. 4 und 5). Die Abdeckung zwischen den Schienen besteht aus Längsbohlen von 6 cm Stärke. Neben der äußeren Schiene nach dem Hauptträger zu befindet sich ein um 130 mm erhöhter Gehweg für Bahnbeamte. Dieser ist aus zwei Längsbalken von 13/13 cm und 6 cm starken Querbohlen gebildet.

Neben der inneren Schiene beginnt unmittelbar der Fahrbahnbelag für die Straße. Dieser ist aus einer unteren längslaufenden 13 cm starken und aus einer 6 cm starken oberen querlaufenden Bohlenlage gebildet. Der eigentliche Fahrweg ist durch zwei längslaufende Schrammhölzer auf 5 m Breite beschränkt. Neben ihm sind noch schmale Schutzstreifen für den Personenverkehr.

Ueber den beweglichen Brückenlagern und bei den Fahrbahnunterbrechungen sind in den Schienensträngen wie auch im Holzbelag die nötigen Verschiebungs-Vorrichtungen vorgesehen, die in möglichst einfacher Weise ausgebildet sind, indem die Bohlenenden durch Winkeleisen mit aufgenieteten Flacheisen abgeschlossen sind und hierauf eine einseitig befestigte Platte schleift.

Zum Schutze der auf der Brücke verkehrenden Personen ist ferner zwischen dem Eisenbahngleis und der Straße ein 2,5 m hohes eisernes Trennungsgitter angeordnet, in dem sich über den Strompfeilern verschließbare Durchgangsporten befinden. Gegenüber sind an der Innenseite der Hauptträger kleinere Geländer vorhanden.

Wie bereits erwähnt, ist in jedem Ueberbau ein oberer und ein unterer Windverband angeordnet. Der obere Verband besteht entsprechend der Teilung der Hauptträger, wie Abb. 2 Taf. III zeigt, aus zehn Feldern von 13 m Weite und ist aus den steifen Querriegeln der Endportale und neun Zwischenriegeln sowie in jedem Felde aus zwei gekreuzten zug- und drucksicheren Schrägen gebildet. Das Gewicht der fast 17 m langen Windschrägen wird durch einen in der Mittelachse angeordneten Gitterträger auf die einzelnen Querriegel übertragen. Die als Blechträger ausgebildeten Endriegel sind mit den Endpfosten und dem letzten Querträger zu einem steifen Vollrahmen verbunden, der den auf den oberen

Windverband entfallenden Winddruck nach den Auflagern und so in den Unterbau überträgt. Das Schema der Zwischenriegel zeigt Abb. 5. Sie sind als Parallelträger mit Strebenfachwerk und Zwischenpfosten zur Verkleinerung der Knicklängen ausgeführt. Ihre Höhe beträgt 1300 mm, sodaß das Verhältnis $\frac{h}{l} = \text{rd. } \frac{1}{9}$ ist. In der Mitte trägt der Riegel den in

der Mittelachse angeordneten Gitterträger, auf dessen Obergurt das Knotenblech der gekreuzten Windschrägen angenietet ist. Die Gurte der Riegel bestehen aus zwei Winkeleisen 80·80·10, der Obergurt hat noch eine 16 mm starke Kopfplatte, die Füllstäbe, ebenfalls aus Winkeleisen 80·80·10 und 70·70·10, sind nur einseitig und zwar abwechselnd auf verschiedenen Seiten der Bleche ausgeführt (Abb. 7). Die Schrägen des Windverbandes bestehen aus kreuzweis gestellten Winkeleisen, die von 120·120·15 und 100·100·12 in den ersten Feldern auf 70·70·10 in den Mittelfeldern abnehmen. Die auf die Obergurte der Hauptträger genieteten Windbleche sind 16 mm stark. Ihr knickfester Zusammenhang ist durch paarweise angeordnete, rechtwinklig zu einander stehende Bindebleche bewirkt.

Der untere Windverband zeigt das in Abb. 3 dargestellte Stabnetz. Er besteht aus zwei Endfeldern von 6,5 m und neun Feldern von 13 m Weite. In den Endfeldern sind die Schrägen zu einer Spitze zusammengezogen, die in der Mitte des Endquerträgers liegt und durch diesen die Windkräfte auf die Auflager ableitet. Die übrigen neun Felder haben mit Ausnahme des mittleren einfache gekreuzte zug- und drucksichere Schrägen. Im Mittelfelde ist der Bremsverband eingebaut, was die Unterbrechung in dem normalen Verlauf der Windstreben zur Folge hat. Diese bilden in dem Felde einen Rhombus, der durch weitere Füllungsglieder zum Bremsverband ergänzt ist. Er überträgt aber, wie bereits erwähnt, nur einen Teil der Bremskräfte, da die Fahrbahn in den Feldern 5—6 und 15—14 unterbrochen ist. Die auf den Endabschnitten gebremsten Achsen geben ihre Kraft an die beiden Endbremsverbände ab, die in den ersten und letzten Feldern angeordnet sind, wie Abb. 3 zeigt. Als Gurtung des Windverbandes dient der Untergurt des Hauptträgers; die Knotenbleche sind deshalb unmittelbar unter die Gurtwinkel genietet und die Winkeleisen der Wind-Schrägen mit den Schenkeln nach oben stehend auf diese Bleche aufgenietet. Aus der Anordnung folgt, daß die Querträger 1, 3, 5 usw. als Querriegel des Windverbandes dienen, während die Querträger 2, 4, 6 usw. das Gewicht der langen Windstreben abfangen und so deren Durchhang vermindern.

Außer diesen Querverbänden, die für die Steifheit des Ueberbaues erforderlich sind, haben auch noch die Schwellenträger unter den Eisenbahngleisen eine Querverbindung erhalten, damit die Querstöße der Lokomotive ohne Nachteil für die Längsträger aufgenommen werden können. Zu diesem Zwecke ist jede Längsträgerlänge von 6,5 m in vier gleiche Teile geteilt, sodaß jedes Feld des Schwellenträger-Verbandes 1625 mm weit ist und ein zug- und druckfestes Winkeleisenkreuz erhält. Dieser Verband liegt in der Ebene des Untergurtes der Schwellenträger, wie die Anschlußwinkel in Abb. 4 zeigen. Da die Höhe des Schwellenträgers 90 cm ist, so wurde in jeder Feldmitte noch ein Querverband eingebaut, der ein seitliches Ausweichen der Untergurte mit dem Schwellenträgerverband unmöglich macht.

Unter der Straße ist von einem Verband zwischen dem Fahrbahnträger abgesehen, da hier ja größere seitliche Stöße nicht auftreten.

Die Hauptträger sind hervorragend einfach und gedungen gebaut, wie die Teilansicht Abb. 1 klar erkennen läßt. Alle Querschnitte sind doppelwandig ausgebildet und die Stoßverbindungen wie auch die Knotenbleche in möglichst zusammengedrungener Anordnung durchgeführt. Jeder Obergurt besteht aus zehn Stücken, sodaß in jedem Knotenpunkt ein Stoß erforderlich ist, und an den gleichen Pfosten ist dann auch der Untergurt

gestoßen. Die Hauptschrägen sind einmal in der Mitte gestoßen. Der Querschnitt aller Stäbe ist kastenförmig aus Flach- und Winkeleisen zusammengesetzt. Einige besonders lehrreiche Knotenpunkte sind in den Abb. 6—11 dargestellt. Abb. 6 und 7 zeigen die Ansicht und den Querschnitt des Knotenpunktes 2 des Obergurtes. Der Obergurt ist aus vier Flacheisen $900 \cdot 16$ mm, vier Winkeleisen $160 \cdot 160 \cdot 16$ mm, zwei Blechen $570 \cdot 16$ mm und einer Kopfplatte $1050 \cdot 16$ mm so zusammengesetzt, daß der lichte Abstand der Winkeleisen 702 mm beträgt. Vom Knotenpunkte 2 nach *O* nimmt der Querschnitt des Obergurtes bedeutend ab, da dieser Teil aus dem Hauptssystem keine Spannungen erhält.

Die erste Hauptschräge (vergl. den Schnitt *a—b* zu Abb. 8a) hat als Querschnitt acht Flacheisen $930 \cdot 16$ und vier Winkeleisen $100 \cdot 100 \cdot 10$, die so zusammengesetzt sind, daß der lichte Abstand zwischen den Platten $702 - 6 \cdot 16 = 606$ mm beträgt und die Winkeleisen auf die inneren Platten gelegt sind, sodaß der abstehende Schenkel nach innen zeigt. Von der Außenkante der Bleche sind sie soweit zurückgesetzt, daß die Flacheisenvergitterung mit der Außenkante abschließt. Die zweite Hauptschräge ist in genau derselben Weise mit sechs Blechen $670 \cdot 16$ und vier Winkeleisen $100 \cdot 100 \cdot 10$ angeordnet. Die Zusammenführung im Knotenpunkt ist nun in der Weise vorgenommen, daß zwei Knotenbleche von je 16 mm Stärke in die Ebenen der beiden Stehbleche des Obergurtes gelegt und mit diesen entsprechend verlascht sind. Dabei ist besonders zu beachten, daß ein voller Ersatz der gestoßenen Platten des ersten Obergurtstabes nicht erforderlich ist. Von dem ersten Schrägstab stoßen bei dieser Anordnung das zweite und dritte Stehblech gegen die Knotenbleche, während das innere mit den Winkeleisen und das äußere auf die Bleche unmittelbar hinaufgeführt und vernietet ist. Der Querschnitt der gestoßenen Bleche ist durch entsprechende Laschen ersetzt und an das Knotenblech angeschlossen. In gleicher Weise ist der Anschluß der zweiten Hauptschräge an die Knotenbleche bewirkt.

Der zwischen die Bleche geführte Hängepfosten besteht aus vier Winkeleisen $150 \cdot 150 \cdot 14$ und einem Stehblech $600 \cdot 15$. Er ist bis an die Gurtwinkel des Obergurtes innen hinaufgeführt und trägt so auch noch zur Versteifung des Gurtes in hohem Maße bei. Abb. 7 zeigt seinen Anschluß im Knotenpunkt 2 mit dem seitlich angeschlossenen Riegel des oberen Windverbandes, der mit 16 mm starkem Blech angeschlossen ist.

Die Abb. 6 und 7 zeigen außerdem einen Besichtigungssteg, der für Bauwerke von den vorliegenden Abmessungen nötig wird. Er liegt auf Konsolen, die an die Pfosten und Schrägen angenietet sind und auf Winkeleisenkonstruktionen, die unmittelbar in die Gurte hineingeführt sind. Dieser Steg liegt im allgemeinen etwa 400 mm unter der Gurtung, an den Knotenblechen ist er jedoch so gebaut, daß alle Stabanschlüsse bequem besichtigt werden können.

In Abb. 8b und c ist von dem Knotenpunkt *O* der unteren Gurtung die Ansicht und ein wagrechter Schnitt gezeigt. Die hier angeschlossene Untergurtung hat einen $\perp\perp$ -förmigen Querschnitt aus vier Flacheisen $900 \cdot 16$, vier Winkeleisen $160 \cdot 160 \cdot 16$, zwei Kopfblechen $600 \cdot 16$ und zwei Flacheisen $100 \cdot 16$, die an den oberen Rand der Stehbleche genietet sind. Die Entfernung der Stehbleche ist hier wie im Obergurt gewählt, sodaß die Mitten der beiden Bleche 670 mm von einander entfernt sind. So sind die Anschlüsse in derselben Weise ausgeführt worden, wie bei dem oberen Knotenpunkt genauer beschrieben ist. Der Grundriß dieses Punktes läßt erkennen, daß die Winkeleisen der Untergurtung auf eine Strecke von ungefähr 400 mm abgebogen und auf die Knotenbleche hinaufgeführt sind. Ihre abstehenden Schenkel sind noch durch besondere Anschlußwinkel an das Knotenblech angeschlossen, die auf diesen liegende Kopfplatte ist geschlitzt. Beide sind nach den Enden zu durch Schrägschnitte in ihrer Querschnittsfläche verkleinert, da die in ihnen übertragene Kraft durch die Nieten in das Knotenblech übergeleitet ist.

Abb. 9a und b zeigen den Knotenpunkt 2 des Untergurtes, in dem zwei Schrägen der Unterteilung und ein Hängepfosten angeschlossen sind. Die von diesem übertragenen Kräfte sind erheblich kleiner, weshalb auch das Knotenblech nur aus einer 16 mm starken Platte besteht. Der Querschnitt der Schrägen ist in derselben Weise wie die Hauptschrägen aus zwei Blechen 360 · 10 und vier Winkeleisen 80 · 80 · 10 zusammengesetzt. Der Querschnitt des Hängepfostens ist bereits bei dem Knotenpunkt 2 des Obergurtes beschrieben. Der Stoß des Untergurtes ist in den Abbildungen deutlich dargestellt. Der Stoß der beiden Stehbleche 900 · 16 erfolgt genau in der Pfostenmitte. Ersetzt wird ihr Querschnitt durch 16 mm starke Laschen, die unmittelbar auf die Stehbleche gelegt sind und von denen die beiden inneren zu Knotenblechen ausgebildet sind. Als Deckung sind hier Winkeleisen 140 · 140 · 18 vorgesehen, die mit den entsprechenden Anschlußnieten über die Knotenbleche bzw. Laschen hinwegreichen. Diese Stoßwinkel sind in die Gurtwinkel hineingelegt und so entsteht wagrecht ein Zwischenraum von 16 mm Höhe, in den ein durchgehendes Blech gelegt ist, das so als Lasche für die Kopfplatten des Untergurtes dient, die ebenfalls genau in Pfostenmitte gestoßen sind. Dies Blech ragt außerdem nach der Brückenmitte zu hervor und dient zum Anschluß der Riegel des unteren Windverbandes. Das Flach-eisen 100 · 16 ist durch Laschen von demselben Querschnitt mit dem Knotenblech verbunden. Die Gesamtanordnung des Stoßes ist also derart getroffen, daß die einzelnen Gurtenden stumpf voreinander gesetzt und dann die verbindenden Laschen und Winkel aufgenietet werden können.

Der Querschnitt *c—d* Abb. 10 zeigt noch neben dem Untergurt ein \perp N. P. 20, das an einer Konsole frei befestigt ist. Dieses dient als Laufschiene eines Besichtigungswagens. Er rollt somit auf beiden Seiten der Gurtungen, bestreicht also die ganze Brücke von unten und ist seitlich soweit hochgeführt, daß auch die unteren Knotenpunkte des Hauptträgers, die mittleren mittels Leitern nachgeprüft werden können.

In Abb. 11 ist schließlich noch der Querschnitt des Obergurtes in den Mittelfeldern dargestellt. Der Knotenpunkt 10 ist nach denselben Grundsätzen entworfen wie der oben besprochene. Nur sind hier mehrere Kopfplatten und Stehbleche zu stoßen, deshalb ist der Schwedler'sche Stoß, wie er in Kap. III auf Seite 145 erklärt, zur Anwendung gekommen.

Jeder einzelne Ueberbau liegt an einem Ende auf zwei festen, am anderen auf zwei längsbeweglichen Auflagern, außerdem sind alle Lager als Kipplager ausgebildet, um den Hauptträgern die elastischen Durchbiegungen zu ermöglichen. Die festen Lager bestehen aus einer stählernen Kopfplatte, einer gußeisernen mit Rippen versehenen Grundplatte und einem Zwischenstück aus geschmiedetem Stahl. Die Kopfplatte ist oben gehobelt und unten mit einer gehobelten ebenen Vertiefung versehen. Auf seiner oberen 600 · 1100 mm großen Fläche liegt der Untergurt, der an Verrückungen in der Längsrichtung durch aufgenietete Flacheisen verhindert wird. Die untere Vertiefung der Kopfplatte umschließt den oberen zylindrischen Kippzapfen, wodurch die Brückenlast mittels Tangentialstützung abgegeben wird. Der Zapfen ist unten glatt gehobelt und in eine Vertiefung der Grundplatte eingelassen und vermindert dadurch die Flächenpressung auf das für Gußeisen zulässige Maß. Diese Grundplatte verbreitert sich durch starke Rippen auf eine Fläche von 1700 · 1700 mm und verteilt somit den Druck gleichmäßig auf den Auflagerquader.

Die beweglichen Lager, die Abb. 12 wiedergibt, sind ganz aus Stahl hergestellt und bestehen je aus einer Kopfplatte, einem Zwischenstück, dem Rollenbündel und der Grundplatte. Die Kopfplatte ist ähnlich wie beim festen Auflager ausgebildet und überträgt die Brückenlast unmittelbar auf das Zwischenstück, das oben einen zylindrischen Ansatz hat, ähnlich dem Stück aus Schmiedestahl beim festen Auflager.

Das Zwischenstück ist unten glatt gehobelt und hat in der Mitte eine Leiste, die in eine Nut der Rollen faßt und so dem Lager die Möglichkeit gibt, auch seitliche Kräfte zu übertragen. Zwischen Kopfplatte und Zwischenstück wird dies, ebenso wie bei dem festen Auflager, durch seitliche Knaggen erreicht. Das Zwischenstück ruht auf einem Satz von 5 Rollen, welche einen Durchmesser von 300^{mm} haben. Sie sind durch ein Flacheisen unverschiebbar miteinander verbunden; die beiden äußersten Rollen sind außerdem mit aufrechtstehenden Flacheisen versehen, welche in das Unterteil und Zwischenstück zahnartig eingreifen und ein gleichmäßiges Abwickeln der Rollen gewährleisten. Sie rollen auf einer Grundplatte, die ebenfalls eine Auflagerfläche von 1700 × 1700^{mm} hat und durch eine Leiste in der Mitte auch die seitlichen Windkräfte aufnehmen und in den Auflagerstein übertragen kann. Alle Lager sind durch Rippen in die Auflagersteine eingelassen und vergossen.

Die Vorlandbrücken der Weichselbrücke bei Marienwerder haben Parallelträger mit Strebenfachwerk mit einfacher Zwischenteilung erhalten. Ihre Stützweite beträgt 78^m bei einer Höhe von 10,5^m, sodaß das Verhältnis $\frac{h}{l} = \frac{1}{7,43}$ ist. Durch die Füllungsglieder, die in derselben Weise angeordnet sind, wie bei den Strombrücken, ist der Hauptträger in 16 gleiche Felder von je 4,875^m geteilt. Der Abstand der Hauptträger von einander ist gleich dem in den Stromöffnungen, 12,1^m, ebenso entspricht diesem die Anordnung des oberen und unteren Windverbandes, sowie die Fahrbahnausbildung. Auch die Durchbildung der Einzelheiten entspricht den auf Tafel III dargestellten, sodaß auf eine Wiedergabe derselben verzichtet werden kann. —

3. Gerberbalken.

Sind mehrere Öffnungen zu überbrücken, so kann man entweder über jede Öffnung einfache Balken als Hauptträger legen mit den Stützpunkten auf den Pfeilern oder die Anordnung nach Gerber machen, bei welcher die einzelnen Träger über die Pfeiler hinaus kragen und an den Enden der so gebildeten Kragarme die Auflager für die sogenannten Zwischenträger, Koppelträger oder Schleppträger aufnehmen (Abb. 316). Der Kragträger erhält hierbei zwei feste Stützpunkte, während die Zwischenträger „schwebende“ Stützpunkte haben. Die Anordnung wird meist so getroffen, daß ein Pfeiler-Auflager fest und alle anderen beweglich sind; in diesem Falle sind die Lager oder Gelenke, durch welche die einzelnen Träger zusammenhängen, verschieblich. Bei einer zweiten Anordnung erhalten die Kragträger je ein festes und ein bewegliches Auflager, während je ein Gelenk der Zwischenträger als Schiebelenk oder bewegliches Auflager ausgebildet ist. Diese Anordnung wird sich insbesondere bei sehr langen Brücken empfehlen, um die gesamte Ausdehnung der Hauptträger nicht in den Landpfeilern, wo sich leicht zu große Ausdehnungsfugen ergeben würden, ausgleichen zu müssen. Hat man es mit dem häufigen Fall einer Brücke mit drei Öffnungen zu tun, so sind zwei Anordnungen möglich. Die erste Anordnung (Abb. 317a) ist die, daß die Gelenke in die Mittelöffnung gelegt werden, die zweite so, daß sie in die beiden Seitenöffnungen gelegt werden (Abb. 317b). Beide Anordnungen sind statisch gleichwertig, d. h. werden auf dieselbe Weise berechnet. Bei der ersten Anordnung ist meist eine sichere Verankerung der Endlager erforderlich, namentlich bei Eisenbahnbrücken infolge Belastung der Mittelöffnung, was bei der zweiten Anordnung unnötig.

Die Vorteile der Gerber'schen Gelenkträger bestehen darin, daß Hebungen und Senkungen der Stützen, ungleiche Erwärmung usw. auf die Spannkraft ohne Einfluß sind und daß vor allem durch die entlastende Wirkung der auf dem Kragarm ruhenden Zwischenträger die

Momente des Kragträgers bedeutend verkleinert werden und gleichzeitig die Spannweite der Zwischenträger gegenüber Einzelträgern verkleinert wird. Die Ersparnis kann bei großen Brücken mit erheblichem Eigengewicht 25 bis 30 % betragen, bei kleinen Brücken, wo die Verkehrslast vorherrscht, geht dieser Vorteil gänzlich verloren.

Die bezeichnete Entlastung der Kragträger wird durch die Erzeugung von Stützenmomenten, welche den Balkenmomenten entgegenwirken, erzeugt. Bei den Endträgern sind sie gleich Null, doch hat man in vereinzelt Fällen solche künstlich durch Anbringung von belasteten Kragarmen, die innerhalb der Widerlager frei schweben können, erzeugt.

In vielen Fällen müssen die Trägerenden, da negative Auflagerdrucke entstehen, verankert werden. Dieser Fall tritt z. B. ein, wenn bei nur kleinen Endfeldern große Mittelfelder vorhanden sind. Die Verankerung kann man ganz oder teilweise sparen, wenn die Kragträger möglichst schwere und die Schlepptträger, die ein Kippen hervorrufen können, möglichst leichte Fahrbahn erhalten. Ein Vorteil der Kragträger liegt

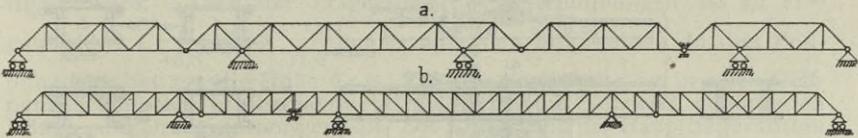


Abb. 316. Anordnung der Gelenke bei Gerberträgern über 4 Öffnungen.

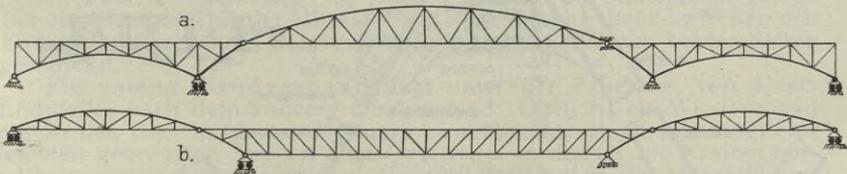


Abb. 317. Verschiedene Anordnung der Gelenke bei Gerberträgern mit 3 Öffnungen.

auch darin, daß die Durchfahrthöhe in Brückenmitte vergrößert wird, da man dort einen nur kurzen und daher niedrigen Schlepptträger anordnen kann, welcher auf den Kragarmen der Nebenöffnungen ruht. Auch für Brücken in gekrümmten Strecken ist diese Bauart von Vorteil; man lege die Knickpunkte in die Kragenden.

Was die Ausbildung der Gurtungen und der Füllungsglieder, Anschlüsse, Stöße usw. betrifft, so gelten die gleichen Grundsätze wie für die bereits besprochenen Hauptträger gewöhnlicher Balkenbrücken und kann deshalb auf das hierüber Gesagte verwiesen werden. Zur näheren Erörterung sollen noch einige Ausführungsbeispiele für Brücken mit Gerberträgern angegeben werden.

a. Eisenbahnbrücke über die Bille in Hamburg.

Die Abbildgn. 318a bis h zeigen das System und Einzelheiten der vom Verfasser 1899 entworfenen Billebrücke in Hamburg. Diese überbrückt in drei Öffnungen von 19, 22 und 19 m die Bille für die Gleise der Lübeck-Büchener Bahn. Der Träger über der Mittelöffnung ist als Kragträger mit zwei Auskragungen von je 4,125 m ausgebildet. Das Gelenk liegt im Obergurt und sind seine Einzelheiten aus den Abb. 318c nebst Schnitten

klar zu ersehen. Die Anordnung der Windverbände zeigt Abb. 318b. Die Ober- und Untergurtquerschnitte, Abb. 318g, h, wie auch zum größten Teil die Schrägen, wurden aus \perp -Eisen mit entsprechenden Kopfplatten und

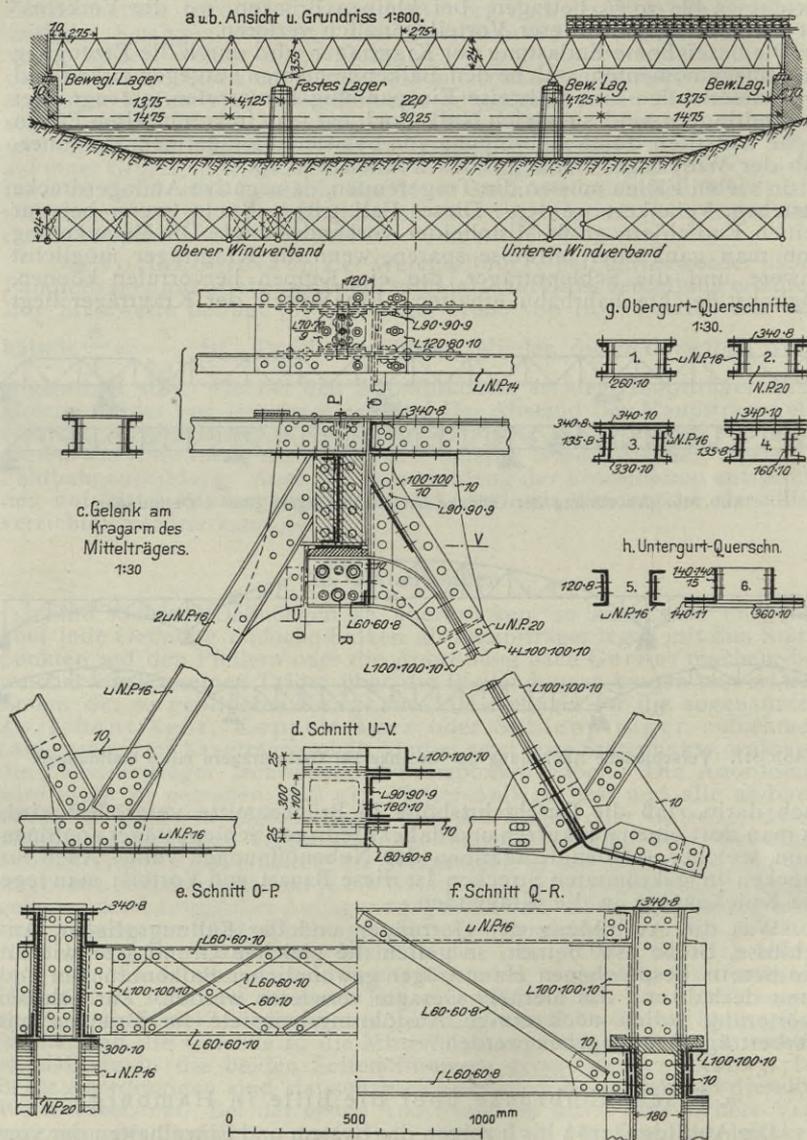


Abb. 318a—h. Bille-Brücke der Lübeck-Büchener Eisenbahn in Hamburg. (Gerberträger.)

Stehblechen zusammengesetzt. Als kleinste Profileisen wurden 60·60·8 und für Vergitterungen Flacheisen 60·10 verwendet. Das dürfte die unterste Grenze der im Brückenbau zu benutzenden Profile sein.

β. **Tafel IV.** Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg. Vergl. auch die Abb. S. 172, 182 und 274. (Sämtliche Abbildungen aus „Deutsche Bauzeitung“ Jahrg. 1907.)

Ein Beispiel für eine neue große, mit Gerberträgern ausgebildete Straßen-Brücke zeigt die auf Tafel IV und in den Abb. S. 172 und 182, sowie S. 274 dargestellte, 1907 vollendete Rhein-Brücke zwischen Ruhrort und Homberg, erbaut von den Vereinigten Maschinen-Fabriken Augsburg und Nürnberg A.-G., Zweiganstalt Gustavsburg. An eine Mittelöffnung von 203,4^m schließen sich zwei Seitenöffnungen von 128,3 und 83,6^m beziehungsweise von 121,6 und 88,9^m (Taf. IV, Abb. 1). Die Kragträger liegen über der zweiten und vierten Öffnung. Der eingehängte Träger der Mittelöffnung hat 135^m Stützweite, sodaß für die Kragarme je 34,2^m verbleiben, während die der ersten und fünften Öffnung je 16,1^m lang sind und so in der ersten Öffnung einen eingehängten Träger von 72,8^m, in der fünften einen von 67,5^m übriglassen.

Die Höhe der Hauptträger, welche für die Form ausschlaggebend ist, entwickelt sich aus der Höhe von 14,2^m im eingehängten Mittelträger, die 1:9,5 der Stützweite beträgt und nach den Enden zu auf 11^m verringert wird. Auch die Trägerhöhe der Seitenöffnungen ist zu 11^m

gewählt, d. i. $\frac{1}{10,8}$ bzw. $\frac{1}{11,6}$ der betreffenden Stützweiten. In den End-

öffnungen beträgt die Höhe 6,5^m. Für die Ausfachung ist in allen Öffnungen einfaches Strebenfachwerk mit nicht zum Netzwerk gehörenden Hänge- und Druckpfosten gewählt. Die Entfernung der Hauptträgermitten ist zu 11,3^m festgesetzt. An diese schließen sich beiderseits Konsolen, die je 2,45^m auskragen, sodaß für den Fahrdamm eine Breite von 9,5^m, für die Fußwege eine solche von je 2,25^m zur Verfügung stehen (s. auch Abb. 205 Seite 172). Die festen Lager der Brücke sind auf die Stropfeiler gelegt. Der eingehängte Teil der Mittelöffnung liegt freischwebend zwischen den Enden der Kragträger, freie Ausdehnung der Träger nach beiden Seiten gestattend.

Ein unterer Windverband liegt unter der Fahrbahn, von einem Endpfeiler nach dem anderen durchlaufend. Oben ist ein Windverband nur in den drei mittleren Öffnungen angebracht; er ist mit möglichst leichten gekreuzten Streben ohne Querriegel in der für die Ansicht vorteilhaftesten Weise ausgebildet. Ueber den Gelenken der Mittelöffnung muß er eine Längsbeweglichkeit besitzen. Deshalb ist der obere Windverband als ein wagrecht liegender Kragträger ausgebildet, mit Lagern über den Ström- und Landpfeilern, und die gewünschte Beweglichkeit ist durch Langlöcher in den Schrägstäben erreicht, welche die Mittelöffnung an die Kragarme anschließen. Durch Querrahmen, die über den Pfeilern (Abb. 319 u. 320 S. 274) und am Ende des eingehängten Mittelträgers (Abb. 205 Seite 172) angeordnet sind, werden die Windkräfte des Obergurtes auf den unteren Windverband übertragen. Der untere Windverband ist an den Gelenken in den Außenfeldern nicht unterbrochen, da hier nur eine geringe Drehungsmöglichkeit erforderlich wird, die durch den Anschluß an die wagrechten in Drehpunkthöhe gelegenen Knotenbleche gegeben ist (Abb. 7 und 8 der Tafel IV). Ueber den Gelenken der Mittelöffnung hat dagegen eine völlige Durchschneidung stattfinden müssen. Die Uebertragung des Winddruckes vom Mittelträger auf das Ende des Kragarmes wird vermittelt durch aufgenietete Winkel (Abb. 4 und 6 der Tafel IV), die den Untergurt des Kragarmes von außen umfassen.

Die Konstruktion der Fahrbahn ist schon auf Seite 184 und durch die Abb. 219—222 in den Einzelheiten erläutert. Sie liegt auf Belag-eisen N. P. 11, deren Abstände 31^{cm} betragen. Der Zwischenraum ist mit Beton ausgefüllt, der noch 8^{cm} Deckung über der Oberkante des Eisens hat. Auf einem 2^{cm} starken Zementabstrich ist dann das 10^{cm}

hohe Holzpflaster angeordnet. Die Brücken-Enden sind mit Rücksicht auf eine günstige Beanspruchung der Hauptträger mit Steinen gepflastert. Die Längsträger sind als Blechträger ausgebildet und im allgemeinen mit den Querträgern fest vernietet (Abb. 219—222 Seite 182). Um ihr die Möglichkeit zu geben, sich den Längsbewegungen der Hauptträger anzupassen, ist die Fahrbahn tafel jedoch über sämtlichen Pfeilern und über den Gelenkpunkten vollständig durchschnitten. Die Längsträger

Abb. 320. Landpfeiler II.
Rhein-Brücke Ruhrort – Homberg.

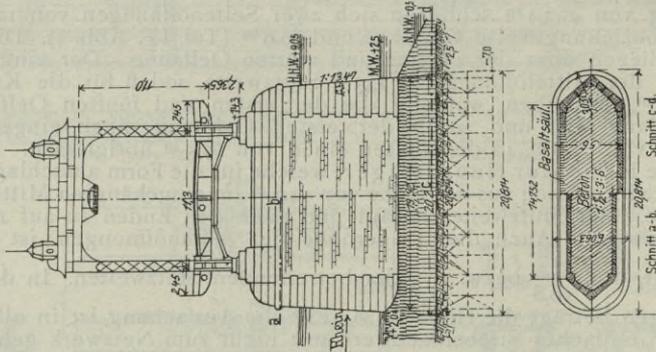
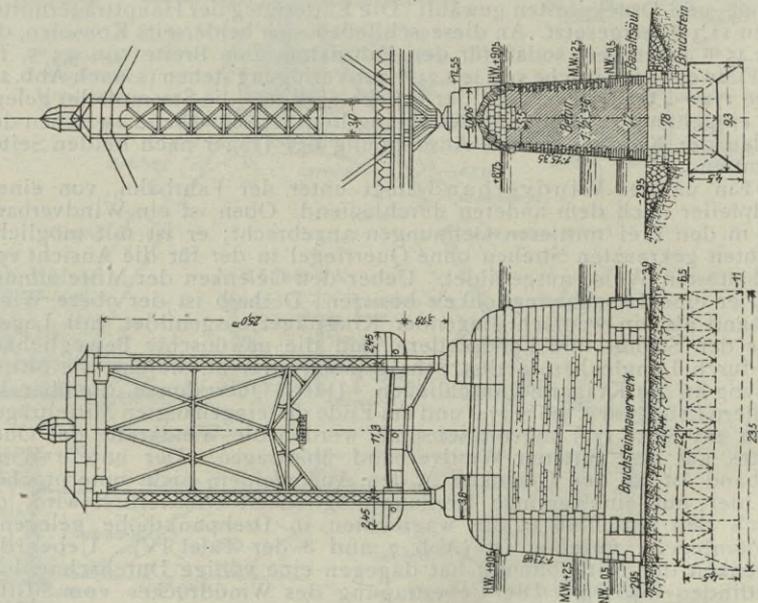


Abb. 319. Strompfeiler III.



sind hier längsbeweglich an die Hauptträger angeschlossen. Die Auflagerung der ersteren mit ihren entsprechend verstärkten Enden auf starke zwischen die Aussteifungswinkel genietete Futterstücke ist aus Abb. 222 zu ersehen. Die Ausbildung der durchschnittenen Fahrbahn tafel ist auf Seite 184 beschrieben. Die Querträger sind als vollwandige Blechträger von 1200^{mm} Stehblechhöhe in der Mitte ausgebildet (Abb. 205 S. 172). Ihr Obergurt folgt dem Quergefälle der Fahrbahn, das 10^{cm} auf

4,75 m beträgt, während der Untergurt wagrecht liegt. In der Mitte liegt der Stehblechstoß und 625 mm davon auf jeder Seite sind Löcher von 480 mm lichtigem Durchmesser durch das Stehblech zur Ueberführung von Gasrohren angeordnet, die durch kräftige Winkeleisen gesäumt sind. Auch die Fußwegkonsolen sind vollwandig und enthalten ein von Winkeleisen gesäumtes kreisrundes Loch von 540 mm Durchmesser für die zu überführenden Wasserrohre. Die übrigen Leitungen sind über den Konsolen unter der Abdeckung untergebracht.

Die Hauptträger sind mit möglichst gedungenen Querschnitten ausgeführt. Der Obergurt der Mittelöffnung besteht aus Stehblechen 600 · 14, die an der unteren Kante einseitig, an der oberen beiderseitig mit Winkeleisen 150 · 150 · 14 gesäumt sind. Auf den oberen Winkeln liegt dann noch eine Kopfplatte von 900 · 13 mm, sodaß der lichte Abstand der Stehbleche bei vier Blechen 528 mm beträgt (Abb. 2). Die Grundform des Untergurtes ist die \square -Form, in der Mittelöffnung z. B. aus Stehblechen 620 · 14 und Winkeleisen 150 · 150 · 14. Diese Winkel sind für die ganzen Kragträger beibehalten, die Querschnittsänderungen sind durch Vermehrung der Stehbleche und auch der Kopfplatten herbeigeführt, wodurch erreicht wird, daß die Schwerpunktslage nur kleinen Abweichungen von den Netzlinsen unterworfen wird. Die Stehblechhöhen betragen in den Außenträgern 540 mm, in den seitlichen Oeffnungen der Hauptbrücke 540—600 mm, in der Mittelöffnung, wie schon erwähnt, 600—620 mm. Die Querschnitte der Füllstäbe haben ebenfalls die \square -Form. Die Aenderung der Querschnittsflächen wird hier teils durch die Winkeleisen, teils durch Verdoppelung der Stehbleche oder auch durch Auflegen weiterer Kopfbleche auf die Winkelschenkel erreicht.

Einen in konstruktiver Beziehung mustergültig durchgebildeten Punkt stellt der Auflagerpunkt über dem Pfeiler II, Abb. 2 und 3 der Tafel IV, dar. Die Kräftwirkung liegt klar vor Augen in den zusammengeführten Pfosten, an welche die Gurtungen und Füllungsstäbe voll angeschlossen sind. Mehrfache Knotenbleche nehmen die Kräfte auf und führen sie mittels entsprechender Versteifungen nach dem Auflager ab. Besonders bemerkenswert ist hier, daß an jedem der beiden Pfosten ein Querträger angeschlossen ist. Zwischen den beiden Pfosten ist das Knotenblech so tief ausgeschnitten, daß es nicht über die Oberfläche hinausragt. Da das Knotenblech nahezu 4,7 m breit ist bei 3,4 m Höhe, so ist es in der Mitte noch einmal gestoßen worden. In der Mitte zwischen den beiden 2 m voneinander entfernten Pfosten ist eine Querverbindung nach dem gegenüberliegenden Hauptträger angeordnet, bestehend aus einem Blechträger 900 · 12 mit Winkeleisen 120 · 120 · 12 und Kopfplatten.

Die Begrenzung der Knotenbleche ist möglichst geradlinig ausgeführt, die nach unten zum Auflager hinausragende Spitze der zusammengeführten Pfosten wird in die Gurte jedoch mit in leichter Krümmung ausgeschnittenen Blechen übergeführt, sodaß die Punktlagerung scharf hervortritt. Dabei ist die Wandung durch aufgenietete Bleche seitlich verstärkt, damit die Spitze für die Druckübertragung immer genügend Druckfläche aufweist. Die Vergitterung der Pfosten in sich ist durch gekreuzte Flacheisen 80 · 10 und durch ansprechend ausgerundete Bleche bewirkt, während die Verbindung der Pfosten miteinander durch Kreuze aus \square N. P. 18 mit aufgelegtem Flacheisen 180 · 14 und ausgerundeten Knotenblechen hergestellt ist. (Abb. 2 und 3). Das Knotenblech des Obergurtpunktes schließt nach außen mit den Versteifungswinkeln auf dem Gurt ab, nach innen ist es zwischen den für die Anschlüsse erforderlichen Längen ebenfalls gut ausgerundet. Der Anschluß der einzelnen Gurt- bzw. Füllungsstäbe ist in der auf S. 129 u. f. angegebenen Weise ausgeführt. Zu beachten ist, daß auch die abstehenden Schenkel durch besondere Anschlußwinkel mit den Knotenblechen verbunden sind. Zwischen den Auflager-Pfosten sind zwei Querverbindungen in \square -Form mit entsprechender Vergitterung angeordnet. Ueber ihnen erhebt sich dann noch eine Bekrönung. Wie auch

die Seitenansicht (Abb. 3) zeigt, ist die künstlerische Durchbildung mit den Mitteln des Eisenbaues in recht ansprechender Weise erreicht.

Auch in der Ausbildung der Gelenke kann diese Brücke als Muster hingestellt werden. Abb. 7, 8 und 9 der Tafel IV zeigen ein Gelenk in der ersten bzw. fünften Oeffnung. Es liegt in der geometrischen Achse des Untergurtes und wird durch einen Bolzen von 200^{mm} Durchmesser gebildet. Mehrfache Knotenbleche von 12 und 14^{mm} Dicke, sowie besondere Platten von 16 und 30^{mm} Dicke übertragen die Kräfte von den Bolzen in die Konstruktion und sind so bemessen, daß die zulässigen Pressungen nicht überschritten werden.

In der wagrechten Ebene ist ein 12^{mm} starkes Blech angeordnet, das, wie bereits oben bemerkt, für den Anschluß des Windverbandes dient, zugleich aber auch für das Gelenk als Feder wirkt und somit als ein lehrreiches und gutes Beispiel für die später noch eingehender zu behandelnden Gelenke dient.

Abb. 8 läßt auch die Einziehung der inneren Untergurtwinkel auf die starken Gelenkbleche erkennen, ebenso auch die Anordnung der Stehbleche.

Abb. 9, die einen senkrechten Schnitt durch das Gelenk zeigt, stellt den Anschluß des Querträgers und das Ende des Pfostens über den Gelenkblechen wie die Zugänglichkeit des Bolzens von allen Seiten dar.

Während durch das soeben besprochene Gelenk Längskräfte und Verschiebungen übertragen werden, nimmt das in Abb. 4—6 Tafel IV gezeigte Gelenk nur lotrechte Kräfte auf. Es ist das Pendelgelenk in der Mittelöffnung und wirkt wie ein bewegliches Auflager, während das obige Gelenk ein festes vertritt. In den entsprechend verstärkten Endpfosten des Kragträgers ist ein Bolzen von 280^{mm} Durchmesser eingebaut, an welchem zwei Flachbänder aus geschmiedetem Stahl von 60^{mm} Stärke und 580^{mm} Breite hängen, die an ihrem unteren Ende in 4000^{mm} Entfernung einen zweiten Bolzen von gleichem Durchmesser tragen. Auf diesen Bolzen hängt sich das entsprechend verstärkte Ende des Mittelträgers auf. Ein Spielraum von 50^{mm} zwischen den Enden des Kragträgers und des Mittelträgers gestattet ein Ausschwingen der pendelartigen Aufhängung. Um die großen Reibungskräfte bei der Bewegung zu vermeiden, sind die Bohrungen in den Pendeln etwas größer gehalten, als die Bolzendurchmesser, damit keine Drehungen, sondern nur Abwälzungen stattfinden. Die Befestigung der für die Verstärkungen erforderlichen Stahlgußteile ist mit Schrauben bewirkt, wie in der Abbildung durch Doppelkreise angedeutet. Der Anschluß der Schrägen an die dreifachen Knotenbleche ist aus der Abbildung deutlich zu verfolgen. Abb. 5 zeigt außer den starken Stahlbändern auch den Anschluß des Querträgers und der Konsole an diesem Pfosten. In Abb. 6 ist der Zusammenbau der in einander greifenden Untergurtstäbe gezeigt. Außerdem ist hier noch die Anordnung zu erkennen, welche für die „Freimontage“ vorgesehen war. Die Pendel müssen zu diesem Zwecke vorläufig festgestellt werden. Deshalb sind, wie in Abb. 6 zu erkennen, Stahlkörper eingebaut, die dazu dienen, durch unmittelbare Berührung mittels eingeschobener Keile die bei dem Zusammenbau entstehenden wagrechten Druckkräfte zu übertragen, welche sich auf rd. 875^t belaufen.

Weitere Einzelheiten in der unten angegebenen Abhandlung.¹⁾

7. Brücke über den Firth of Forth (Schottland) und über den St. Lorenz-Strom bei Quebec (Kanada).

Andere Wege als die deutschen Konstrukteure haben bei den Riesenbrücken die englischen und nach ihnen die amerikanischen Brückenbauer eingeschlagen. Sowohl die Querschnittsbildung als auch die Ausbildung der Knotenpunkte sind völlig verschieden. Für große Druckstäbe sind sowohl röhrenartige, wie bei der Firth of Forth-Brücke, als auch aus vielen

¹⁾ Wettbewerb um eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Homburg und Ruhrort v. Verfasser. Berlin, Jul. Springer 1905 und Zeitschrift d. V. d. I. 1905, S. 629.

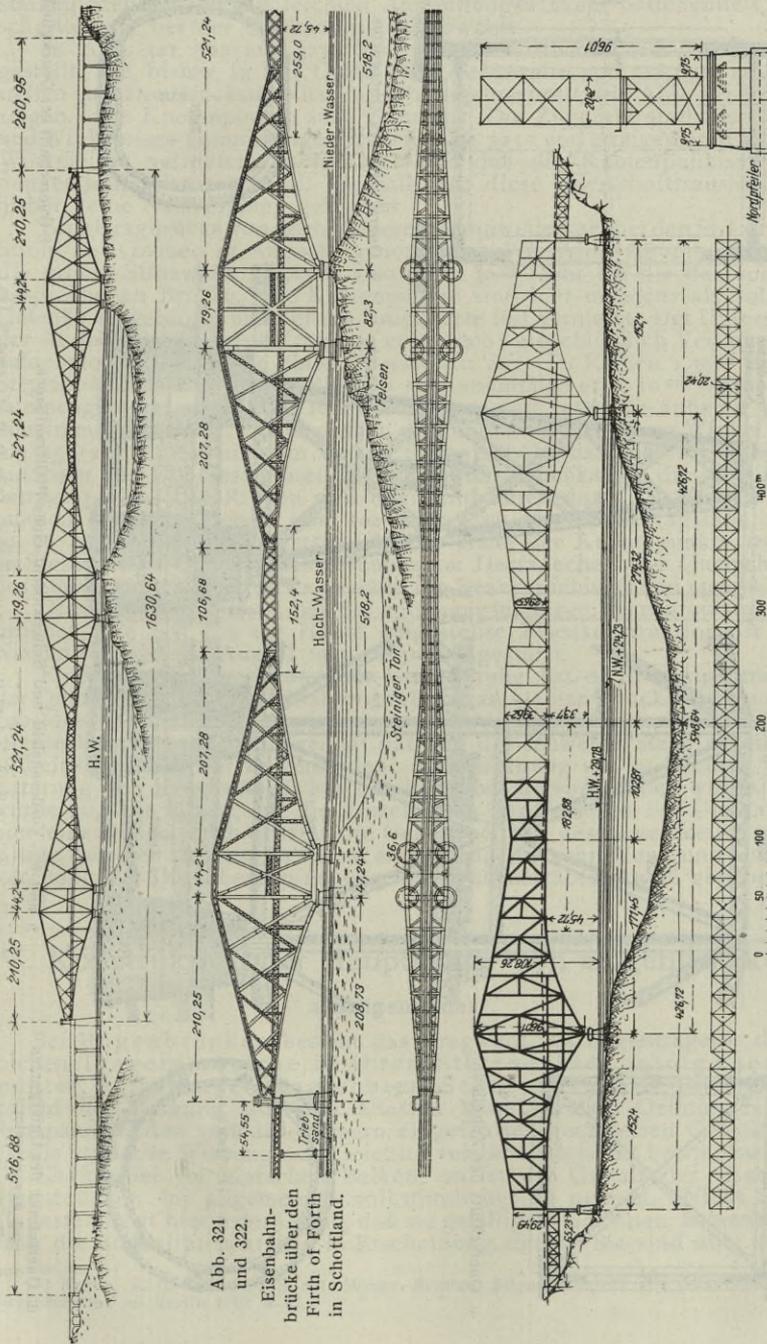
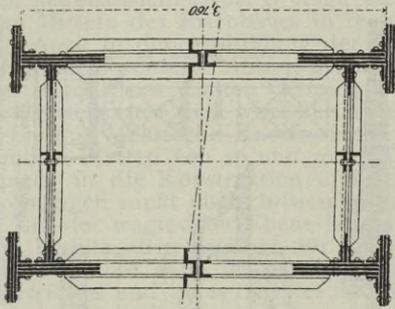


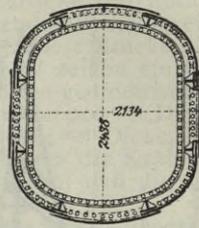
Abb. 321 und 322.

Eisenbahnbrücke über den Firth of Forth in Schottland.

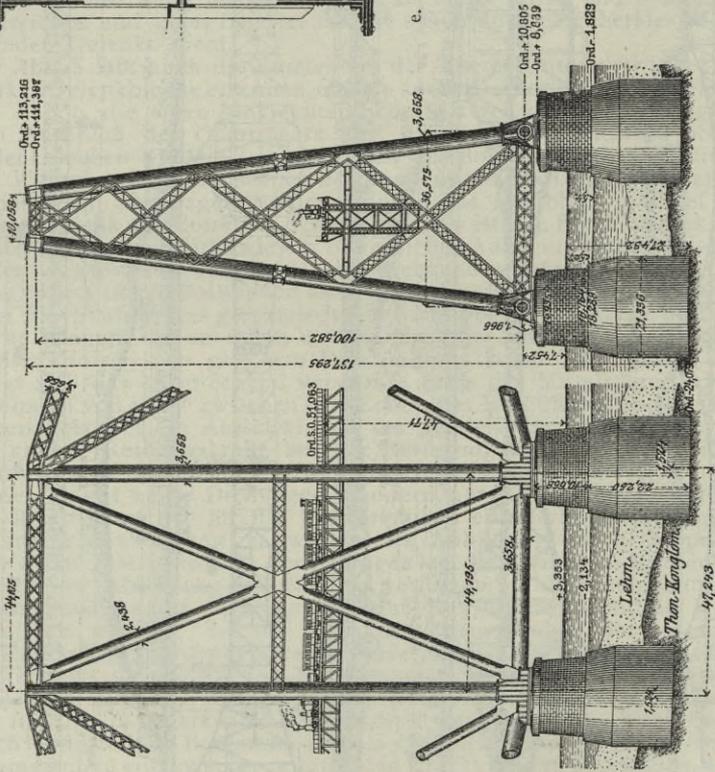
Abb. 324. Kragbrücke über den St. Lorenzstrom in Quebec (Kanada). (Eingestürzt, nachdem der durch starke Linien bezeichnete Teil vorgebaut war.)



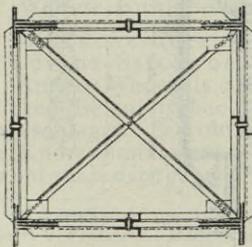
e. Querschnitt des Obergurtes.



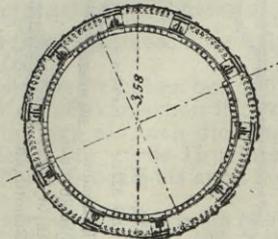
f. Querschnitt der Druckglieder.



a und b. Vorderansicht und Seitenansicht eines Pfeileraufbaues.



c. Querschnitt der Zugglieder.



d. Querschnitt des Untergurtes und der Ständer.

Abb. 323 a.-f. Einzelheiten der Firth of Forth-Brücke. (Aus D. B. Z. 1890 S. 185.)

starken Stehblechen mit leichten Aussteifungswinkeln bestehende Querschnitte, wie bei der Quebec-Brücke, gewählt.

In Abb. 321, 322 und 323 a bis f ist die Firth of Forth-Brücke dargestellt, die bisher in der Größe ihrer Stützweite von 518,15 m unübertroffen ist. Die Druckstäbe haben Röhrenquerschnitt, wie Abb. 323 d und f zeigen. Die Knotenpunkte sind vernietet. Die Zuggurte sind aus Flach- und Winkeleisen zusammengesetzt, wie Abb. 323 c und e zeigen, und mittels Winkeleisen vernietet. Es leuchtet ein, daß die Knotenpunktverbindungen sehr schwierig sind. Deshalb hat diese Querschnittsausbildung bisher keine Nachahmung gefunden.

Eine Kragbrücke von noch größerer Spannweite war über den St. Lorenz-Strom bei Quebec in Aussicht genommen. Wie Abb. 324 zeigt, beträgt die größte Stützweite 548,64 m, also noch 30 m mehr als die der soeben besprochenen Brücke. Die Knotenpunkte sind hier meistens als Bolzen-Gelenke ausgebildet und nur die Druckgurte fest vernietet. Der Untergurt, der in diesem Falle eine Kraft von etwa 7000 t einschließlich Verkehrslast aufnehmen mußte, hatte einen Querschnitt aus vier Reihen 1,39 m hohen Stegrippen, die aus je vier Blechen von zusammen etwa 10 cm Stärke zusammengenietet sind. Die inneren Rippen sind 25 cm, die äußeren 53 cm voneinander entfernt. Sie sind oben und unten durch je einen Winkel von $203 \cdot 152 \cdot 25$ mm besäumt, um dessen Schenkelhöhe das äußere Stehblech niedriger ist. Die Gesamtbreite zwischen den Außenkanten dieser Winkel beträgt 1,71 m. Die Rippen sind oben und unten durch Gitterwerk verbunden aus Winkeleisen von $102 \cdot 76 \cdot 9,5$ mm für die Schrägstäbe und $89 \cdot 76 \cdot 9,5$ mm für die Querstäbe. In der Nähe der Knotenpunkte treten an Stelle dieses Gitterwerkes geschlossene Deckbleche. Der Querschnitt des Stabes stellt sich auf etwa 5000 cm², die Beanspruchung rund 1400 kg/cm².

Dieser Querschnitt ist bei der rechnungsmäßigen Beanspruchung gebrochen, die fast bis zur Hälfte aufgestellte Eisenkonstruktion ist am Nachmittag des 29. August 1907 zusammengestürzt.

Eine genaue Berechnung der Vergitterung hat nicht stattgefunden, der Querschnitt ist nach Erfahrungswerten an kleinen Druckgliedern ausgebildet. Es muß also angenommen werden, daß diese verhältnismäßig leichte Vergitterung nicht genügt hat, um die schweren Stege zu einem einheitlichen Ganzen zu verbinden; eine Warnung vor zu leichter Vergitterung von Knickstäben, wie bereits früher hervorgehoben wurde. Es würde zu weit führen, auf die Einzelheiten der Ursachen des Unglückes hier einzugehen, auch scheint die Ueberwachung des Baues keine sorgfältige gewesen zu sein. Es hat zu einer eifrigeren Nachprüfung und Durchforschung der Druckbeanspruchung von Brückenstäben Anlaß gegeben.¹⁾

IV. Konstruktion der Hauptträger von Bogenbrücken.

a. Allgemeines.

Bei Bogenbrücken besteht das Tragwerk aus Bogenträgern, d. h. solchen Trägern, welche in ihren Stützpunkten infolge senkrechter Belastungen wagrechten Schub ausüben. Dieses entspricht der Wirkung eines der ältesten Mittel, größere Oeffnungen zu überspannen, den von den Römern eingeführten gemauerten Gewölben. Da die statische Wirkung auch leichter verständlich ist als beispielsweise das Kräftespiel im einfachen Balken, so ist die Gestalt der eisernen Bogenbrücken im allgemeinen volkstümlicher zu nennen. Nicht zum mindesten liegt hierin der Grund, daß sie gefälliger erscheinen, namentlich wenn die Bogenlinien kräftig in Erscheinung treten. Sie sind aber auch

¹⁾ Krohn, Z. d. B.-V. 1908 S. 559; Müller-Breslau, Sitzungsbericht der Akademie der Wissenschaften zu Berlin 1910, S. 82.

konstruktiv wirtschaftlicher, wenn die Stützpunkte, Pfeiler und Widerlager, ohne erheblichen Kostenaufwand, d. h. bei leicht erreichbarem sehr festen Baugrund den auf sie wirkenden Schub aufnehmen können; es ist nämlich gegenüber den Balken schlechtweg derjenige Konstruktionsteil gespart, der bestimmt ist, den Schub aufzunehmen, der Zuggurt. Durch tatsächliche Einfügung dieses in der Sehne des Bogens liegenden Zuggurtes zwecks Aufhebung des wagrechten Schubes verwandelt sich der Bogen bezüglich der äußeren Stützung streng genommen mehr oder weniger in einen Balken mit senkrechten Auflagerdrücken. Nichtsdestoweniger pflegt man diese Art Tragwerke auch wohl mit zu den Bogenträgern zu zählen, obwohl das eigentliche Kennzeichen: Ueberleitung des gesamten Schubes in den Unterbau, nicht mehr vorliegt. Liegen die Bögen unter der Fahrbahn, so gestatten sie ferner eine wesentliche Einschränkung der Bauhöhe gegenüber Balkenträgern unter der Fahrbahn. Denn während die letzteren gerade in der Trägermitte, wo die Durchfahrthöhe am größten sein soll, die größten Momente aufweisen und damit auch die größte Trägerhöhe erforderlich wird, ist dies bei den Bogenträgern um-

Abb. 325.

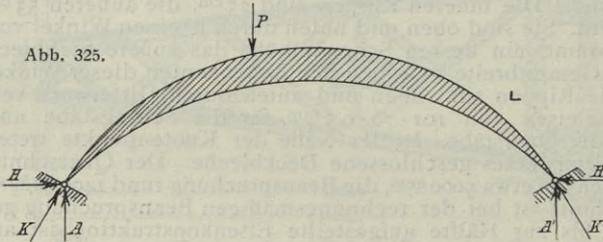
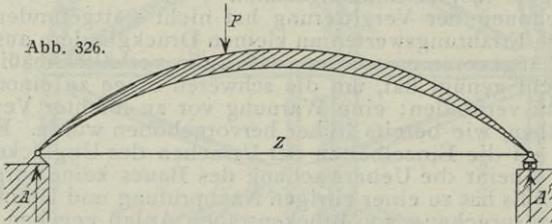


Abb. 326.



gekehrt. Im Bogenscheitel wird man meist mit der kleinsten Trägerhöhe auskommen. Bei derartigen Brücken umrahmt das Tragwerk die Brückenöffnung oben nach einer Bogenlinie gegenüber dem wagrechten geraden Abschluß bei Balkenbrücken. Das wirkt landschaftlich und über Wasser im Zusammenhang mit der Spiegelung malerisch reizvoller und bildet zu dem

oben ausgeführten und aus der Gewohnheit abgeleiteten ein weiteres Schönheitsmoment zugunsten der Bogenträger unter der Fahrbahn. Die Form der Bogenlinien ist stets derart, daß die Knotenpunkte der Gurtungen, die nicht parallel zu verlaufen brauchen, auf Linien liegen, die von unten konkav sind; wir bezeichnen nur diese Linien als Bogenlinien. Die umgekehrte Linie ist die hängende Bogenform. Die Bogenträger werden entweder vollwandig oder gegliedert ausgebildet; auch Fachwerk in Verbindung mit vollwandigen Teilen ist nicht ungewöhnlich.

Zu den Bogenbrücken gehören auch die versteiften Bogenbrücken. Sie bestehen aus einem Bogen aus Gelenkstäben, einem Stabbogen, welcher für eine gewisse Belastung eine bestimmte Gleichgewichtslage einnimmt. Ueber diesem Bogen liegen Versteifungsbalken, gegen den die Gelenkbogen durch Pfosten abgesteift sind. Der Bogen allein würde als Tragwerk unbrauchbar sein, da er erst durch den Balken, dessen Durchbiegungen er folgen muß, standsicher (stabil) wird.

Als eigentliche Bogenträger gelten demgegenüber nur solche, welche schon für sich steif ausgebildet sind, also entweder ein Blechbogen oder ein gegliedert Bogen. Demnach teilt man die Bogenträger in vollwandige Bogen und Fachwerkbogen ein. In statischer Hinsicht

können sie als Dreigelenkbogen, Zweigelenkbogen, beiderseitig eingespannte Bogen oder als an den Kämpfern eingespannt und

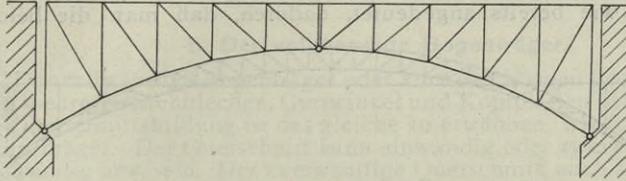


Abb. 327.
Dreigelenk-
Fachwerkbogen,
oben liegende
Fahrbahn.

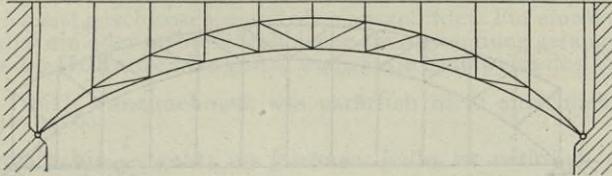


Abb. 328.
Zweigelenk-
Sichelbogen,
oben liegende
Fahrbahn.

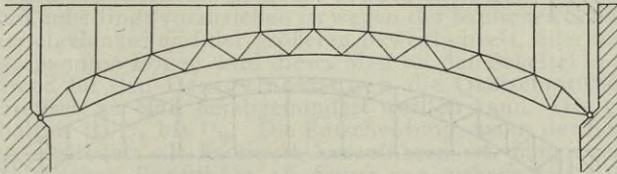


Abb. 329.
Zweigelenk-
Fachwerkbogen
mit parallelen
Gurtungen,
oben liegende
Fahrbahn.

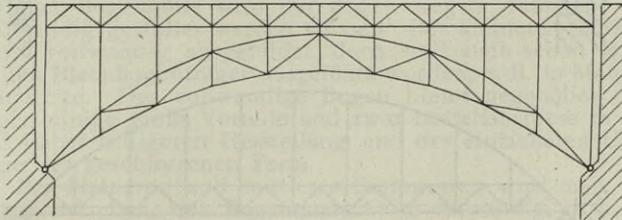


Abb. 330.
Versteifter
Sichelbogen,
nicht
zu empfehlen.

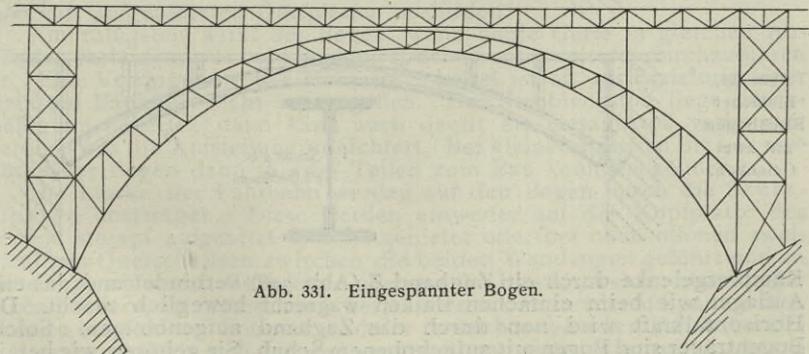


Abb. 331. Eingespannter Bogen.

mit einem Scheitelgelenk ausgebildet werden. Alle diese Bogenträger üben auf ihre Widerlager Schubkräfte aus, die das Bestreben haben, die

Widerlager nach außen zu schieben. Der Kämpferdruck K (Abb. 325) kann in seine lotrechte und wagrechte Seitenkraft A und H zerlegt werden. Kann man die Pfeiler nur lotrecht belasten, so muß die wagrechte Seitenkraft für den Pfeiler unwirksam gemacht werden. Dies erreicht man, wie bereits angedeutet, dadurch, daß man die beiden

Abb. 332.
Sichel-
bogen.
Fahrbahn
in halber
Höhe.

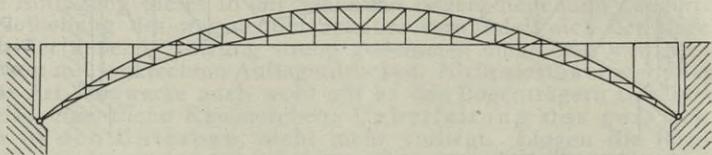


Abb. 333.
Versteifter
Bogen über
der Fahrbahn.
(Portalbogen.)

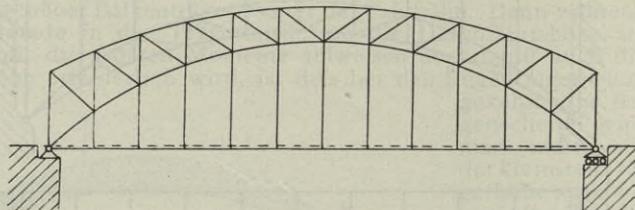


Abb. 334.
Versteifter
Bogen, Fahr-
bahn in halber
Höhe.
(Kämpferbogen.)

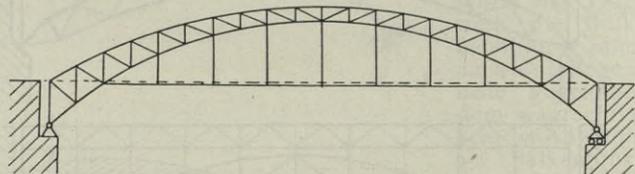


Abb. 335.
Stabbogen,
versteift durch
Parallel-Fach-
werkträger
(Langer'scher
Balken).

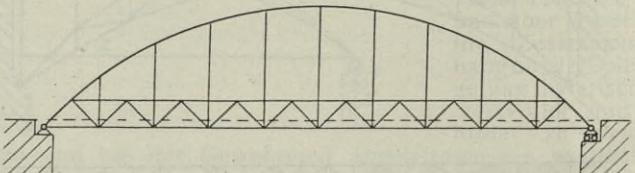
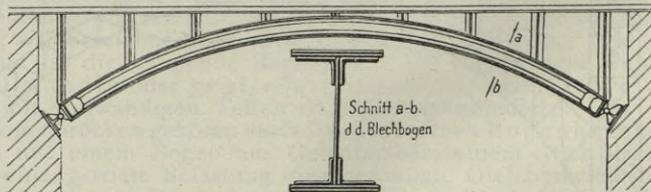


Abb. 336.
Einfacher
Blecbogen
mit zwei
Gelenken.



Kämpfergelenke durch ein Zugband Z (Abb. 326) verbindet und das eine Auflager wie beim einfachen Balken wagrecht beweglich macht. Die Horizontalkraft wird nun durch das Zugband aufgenommen. Solche Bogenträger sind Bogen mit aufgehobenem Schub. Sie gehören, wie bereits eingangs hervorgehoben, äußerlich eigentlich zu den Balkenbrücken; man bezeichnet sie als Bogen mit Zuggur t. Die Bezeichnung Bogenträger

ist jedoch auch berechtigt, da für den eigentlichen Bogen die inneren Kräfte genau so bestimmt werden, als ob statt des Zugbandes schub-sichere Widerlager vorhanden wären. In den Abb. 327—336 sind verschiedene Formen von ausgeführten Bogenträgern dargestellt.

b. Der vollwandige Bogenträger.

Der vollwandige Bogenträger oder kurz Blechbogen besteht aus einem oder mehreren Stehblechen, Gurtwinkel und Kopfplatten (Abb. 336). Ueber die Querschnittsbildung ist das gleiche zu erwähnen, wie für den vollwandigen Träger. Der Querschnitt kann einwandig oder zweiwandig, seltener dreiwandig usw. sein. Der zweiwandige Querschnitt, auch als Kastenquerschnitt bezeichnet, wird, wie bei der neuen Mannheimer Neckarbrücke, oben meist geschlossen, unten offen ausgebildet. Für eine Wandung können, hierbei ein oder mehrere Stehbleche zur Anwendung gelangen. Es empfiehlt sich die Höhe des Bogens, wenn l die Stützweite des Trägers bedeutet, zu $\frac{l}{40}$ bis $\frac{l}{60}$ anzunehmen, was natürlich nicht ausschließt, daß man nö-

tigenfalls bis $\frac{l}{80}$ geht; im letzteren Falle ist natürlich größerer Eisen-aufwand erforderlich. Beim Zweigelenkbogen, der dem Dreigelenkbogen unbedingt vorzuziehen ist wegen der baulichen Schwierigkeiten des Scheitelgelenkes und der größeren Beweglichkeit, oder beim beiderseitig eingespannten Bogen wird dieses Maß für den Scheitel in Frage kommen, während für den Dreigelenkbogen die Querschnittshöhe am Gelenk theoretisch zu Null herabgemindert werden kann. Das günstigste Pfeilverhältnis ist $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{10}$. Die Entscheidung, wann der Bogen vollwandig oder gegliedert als Fachwerk auszuführen ist, hängt zunächst von der erforderlichen Bogenhöhe ab, ferner von ästhetischen Rücksichten. Bei geringer Bogenhöhe wird der Bogen wegen Aufnahme der Querkräfte vollwandig gestaltet werden müssen. Bei kleineren Stützweiten wird er meist vollwandig ausgebildet, doch sind auch schon für große Spannweiten Blechbogenträger ausgeführt worden, z. B. in Mannheim für 113^m Stützweite. Der vollwandige Bogen bietet gegenüber dem Fachwerk-bogen einige große Vorteile und zwar bestehen diese in der einfacheren und daher billigeren Herstellung und der einfacheren Unterhaltung in-folge der geschlossenen Form.

Bei kleineren und mittleren Stützweiten wird man, solange es die Kräfte erlauben, den Bogenquerschnitt einwandig, d. h. bestehend aus einem lotrechten Stehblech (ein- oder zweiteilig) und Gurtwinkel ohne oder mit aufgenieteten Gurtplatten ausbilden.

Am ruhigsten wirkt der Bogen, wenn beide Gurte in gleichen Ab-ständen verlaufen, was bei kleineren Brücken ohne weiteres durchzuführen ist. Eine Verringerung der Höhe im Scheitel ist oft zur Erzielung einer kleinsten Bauhöhe nicht zu umgehen. Der Stehblechstoß liegt zweck-mäßig im Scheitel, dann kann auch damit ein Gesamtstoß verbunden werden, was die Aufstellung erleichtert. Bei kleinen Brücken bis $l = 20^m$ würde der Bogen dann in zwei Teilen zum Bau kommen können.

Die Lasten der Fahrbahn werden auf den Bogen durch die Stütz-pfosten übertragen. Diese werden entweder auf die Kopfplatte des Bogens stumpf aufgesetzt und festgenietet oder bei oben offenen zwei-wandigen Querschnitten zwischen die beiden Wandungen geführt und an diese angeschlossen. Gelenkige Lagerung der Pfosten, welche ohnehin ge-nügend federn, ist insbesondere bei kleineren und mittleren Spannweiten nicht zu empfehlen. Entsprechend der freischwebenden Fahrbahntafel (s. S. 212) empfiehlt sich hier bei großen Spannweiten die freigestützte Fahrbahn. Um die Stützpfosten miteinander zu verbinden, insbesondere zur Erleichterung der Aufstellung, werden sogenannte Streckgurte aus

zwei Winkeleisen angeordnet, welche unter der Fahrbahn liegen und die Kopfenden der Pfosten verbinden. Die Mindesthöhe des Streckgurtes beträgt zwei Winkeleisenhöhen, also rd. 150 mm. Das untere Winkeleisen ist nötigenfalls ungleichschenkelig, um eine gute Nietverbindung mit dem Bogenscheitel zu ermöglichen. Dieser Streckgurt dient meistens auch gleichzeitig als Gurt des oben liegenden Windverbandes und ist mit dem Bogenscheitel fest zu verbinden. Dient der Streckgurt gleichzeitig als Längsträger für die Fahrbahn, so ist er als I-Querschnitt ausgebildet und kann nur soweit dem Scheitel genähert werden, als Höhe für ihn verfügbar ist. Dann wird wohl für das in Frage kommende Mittelstück des Bogens das Stehblech bis an die Streckgurt-Oberkante hochgezogen. Die bauliche Durchbildung solcher Blechbogen-Brücken soll in Folgendem nun an der Hand ausgeführten Beispiel¹⁾ näher erörtert werden.

α. Tafel V. Die Ebertsbrücke in Berlin. (Abbildungen aus „Die Straßenbrücken der Stadt Berlin“ Tafel 23 u. 24, Verlag Jul. Springer.)

Die Mittelöffnung der in den Jahren 1893 und 94 von der Stadt Berlin ausgeführten Ebertsbrücke²⁾, Abb. 1 Tafel V, einer Straßenbrücke von 17 m Breite (11 m Fahrdamm), ist mit Blechbögen mit Kämpfergelenken überspannt, deren Mittellinien gemeine Parabeln von 3 m Pfeilhöhe und 30 m Spannweite bilden. Sechs solcher Träger in 2,30 m Abstand von einander dienen zur Aufnahme der Fahrbahn; die beiden äußeren von ihnen tragen je mit einem weiteren, 2,75 m davon entfernten, die Bürgersteige. Die Pfosten, und in Uebereinstimmung damit die Querträger, sind in Abständen von je 1,5 m angeordnet. — Die Einzelheiten der Eisenkonstruktion gehen aus Tafel V hervor. Die Höhe des Stehbleches bei den Fahrbahnträgern beträgt im Scheitel 0,47 m, also rund $\frac{1}{64}$ der Spannweite und an den Kämpfern 0,51 m. Dieses von der Regel, $\frac{1}{40}$ der Spannweite als Bogenhöhe zu wählen, abweichende Mindestmaß war durch die beschränkte Bauhöhe bedingt und machte es notwendig, die Querschnitte der Gurtungen erheblich zu verstärken. Sie bestehen aus Winkeleisen von 80 · 160 · 12 mm und je 2 Gurtplatten von 400 · 12 mm. Die Bürgersteigträger konnten wegen der etwas größeren Höhe der Stehbleche leichter gehalten werden. An den Kämpfern stützen sich die Blechbögen mittels stählerner Schuhe auf Stahlbolzen, deren Achsen 0,45 m über H. W. liegen, und die von Lagerkörpern aus Gußeisen aufgenommen werden (Abb. 2 und 10). — Das Tragwerk der Fahrbahn ist aus genieteten Blechträgern zusammengesetzt. Die Querträger sind 0,30 m hoch und in der Nähe des Brückenscheitels vom Knotenpunkte VIII ab entsprechend den verminderten Höhen der Streckgurte an ihren Enden mit Abschrägungen versehen. Für die 1,5 m langen Längsträger wurden Walzprofile nicht verwendet, um das Eisengewicht und die Durchbiegungen zu verringern und um möglichst große Trägerhöhen und gute Nietanschlüsse zu erzielen. Für ihre Gurtungen genügten Winkeleisen von 65 · 65 · 9 mm, von denen die oberen den anliegenden Buckelplatten Auflager gewähren; da deren Flanschen übereinander greifen, so wird hierdurch gleichzeitig eine Fugendeckung geschaffen, wodurch allerdings Kröpfungen mit in den Kauf genommen werden mußten (Tafel V Abb. 7).

Die Bürgersteigplatten ruhen auf einem Roste von \perp -Eisen, unter denen die zur Aufnahme von Röhren der Versorgungsnetze aus je zwei \square -Eisen gebildeten Querträger eingebaut sind. Der Längsverband wird durch einen in der Mitte zwischen den beiden äußeren Hauptträgern angeordneten Gitterträger bewirkt (Taf. V Abb. 2. Schnitt nach a—b). Wagrechte Verbände sind nur unter den Bürgersteigen angebracht, und zwar befindet sich zwischen den Vertikalen O und VII eine Diagonal-

¹⁾ Gute Angaben für Straßenunterführungen bei Eisenbahnen siehe Brabandt, Der vollwandige Zweigelenkbogen. Berlin 1910, Ernst u. Sohn.

²⁾ Nach: Die Straßenbrücken der Stadt Berlin. 1902, Jul. Springer.

Verstrebung in der Ebene der zur Aufnahme der Rohrleitungen bestimmten Querträger, während zwischen dem äußeren Bogenträger und dem unter der Bordschwelle belegenen je ein durchgehender Windverband in der Ebene der Bogenachsen eingeschaltet ist. Die Aussteifung der Fahrbahn in wagrechtem Sinne übernimmt in sehr wirksamer Weise die Buckelplattendecke. Senkrechte Querverbände sind zwischen den beiden mittleren und zwischen den beiden äußeren Fahrbahnträgern vorhanden. — Zur Auflagerung des 0,50 m ausladenden Hauptgesimses laufen parallel mit der Längsrichtung der Brücke zwei Winkeleisen, die ihrerseits wieder auf konsolartig unterstützten Blechen ruhen (Tafel V Abb. 6, 7 und 9). Diese Konsolen sind ebenso wie die Pfosten des schmiedeisernen Geländers durch C-Eisen an die Pfosten der äußeren Hauptträger angeschlossen; die Geländerpfosten finden außerdem noch nach außen hin in Winkeleisen, die mit ihnen wie mit den Konsolplatten verschraubt sind, eine sehr wirksame Stütze (Tafel V Abb. 5).

Die Buckelplatten sind mit Asphaltbeton ausgefüllt worden, der in der Mittellinie der Brücke die Flanschen der Platten noch um 9 cm, an den Bordkanten jedoch nur um 4 cm überdeckt. Hierauf ruht als Unterbettung des aus 13 cm hohen Klötzen hergestellten Holzpflasters nach Pariser Art eine 7,5 cm starke Schicht aus Kiesbeton. Die Bürgersteige sind mit Granitplatten abgedeckt, von denen eine Anzahl in eisernen Rahmen gelagert und mit Handhaben versehen sind, um die Zugänglichkeit zu den Leitungen unter den Bürgersteigen zu erleichtern. Außer den schon erwähnten, aus 13 mm starkem Kesselbleche hergestellten Rohrleitungen der städtischen Gaswerke, die zum Schutze gegen Wärmeinflüsse mit einer Hülle aus Filzplatten und einem Eisenblechmantel von 2 mm Stärke umgeben worden sind, haben hier noch Kabel-Rohre der Post und die Kabel der Elektrizitätswerke ihren Platz gefunden. Alle übrigen Einzelheiten des in seinen Hauptteilen aus Martin-Flußeisen hergestellten Ueberbaues sind bei seiner Einfachheit ohne weitere Erläuterungen aus der Tafel V ersichtlich und verständlich.

β. Straßenbrücke über den Neckar in Mannheim. (Vergl. auch die Abbildungen S. 215 und 216.)

Als hervorragendes Beispiel einer neueren ganz vollwandig ausgeführten Bogenbrücke muß hier die bereits auf S. 216 erwähnte und durch die Abb. 287 bis 289 dargestellte, 1908 vollendete Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim erwähnt werden. Dadurch, daß die 114 m weit gespannten Zweigelenkbögen ganz unter die Fahrbahn zu liegen kommen, ist den Verkehrsanforderungen einer Straßenbrücke im vollkommensten Sinne entsprochen und der im Wettbewerb¹⁾ besonders begünstigte Entwurf der Augsburg-Nürnberg Maschinenbau-A.-G. Werk Gustavsburg trotz der großen Schwierigkeiten seiner Ausführung durch Stadtbaurat Eisenlohr zur Ausführung gebracht. Wie Abb. 337 und 338 zeigen, sind vier solcher Blechbögen mit zwei Gelenken von 113 m Stützweite und 7,3 m Pfeilhöhe angeordnet. Das Pfeilverhältnis beträgt 1:15,5 (Alexander-Brücke von Paris s. S. 214, 1:17,12). Somit gehört diese Brücke neben der Alexander-Brücke in Paris zu den kühnsten Bogenbrücken. Gegenüber der letztgenannten hat sie aber noch das voraus, ohne Scheitelfelenk und an Stelle der zusammengeschrabten Stahlfußstücke nach den bewährten Verfahren genietet Bauart die mit den geometrischen Verhältnissen bedingten Schwierigkeiten in einwandfreier Technik überwunden zu haben. Die äußeren Blechbögen haben nur 1,8 m Höhe im Scheitel, d. h. $\frac{1}{63}$ der Stützweite erhalten. Die Bogenlinien sind durch Kreisbogen begrenzt. Die beiden mittleren Bogen sind noch niedriger, weil sie unmittelbar unter der Fahrbahn liegen, ihre Obergurte verlaufen deshalb parallel zu der parabolisch verlaufenden Oberfläche der Fahrbahn. Die Blechbögen

¹⁾ Der Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim v. Verfasser, Berlin 1901, Jul. Springer u. Zeitschrift d. V. D. I. S. 845 ff., Deutsche Bztg. S. 249 ff.

sind doppelwandig; sie bestehen aus zwei der Länge nach getrennten Hälften, deren Obergurte durch schmale Kopfplatten verbunden sind. Die Untergurte sind jedoch durch einen genügend breiten Schlitz getrennt, welcher die Innenräume für die Erneuerung des Anstriches überall zugänglich macht. Durch Querverbindungen unterhalb der die Fahrbahn tragenden Pfosten und in der Mitte dazwischen (Abb. 339) sind die beiden

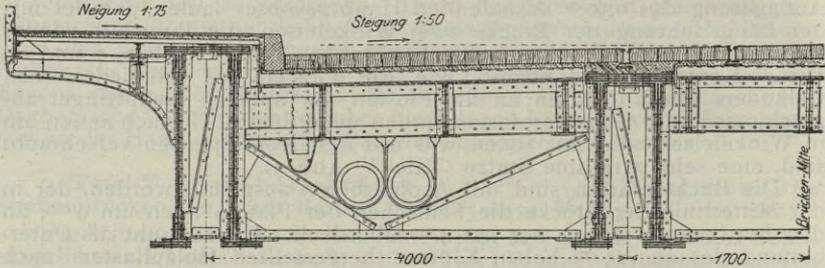
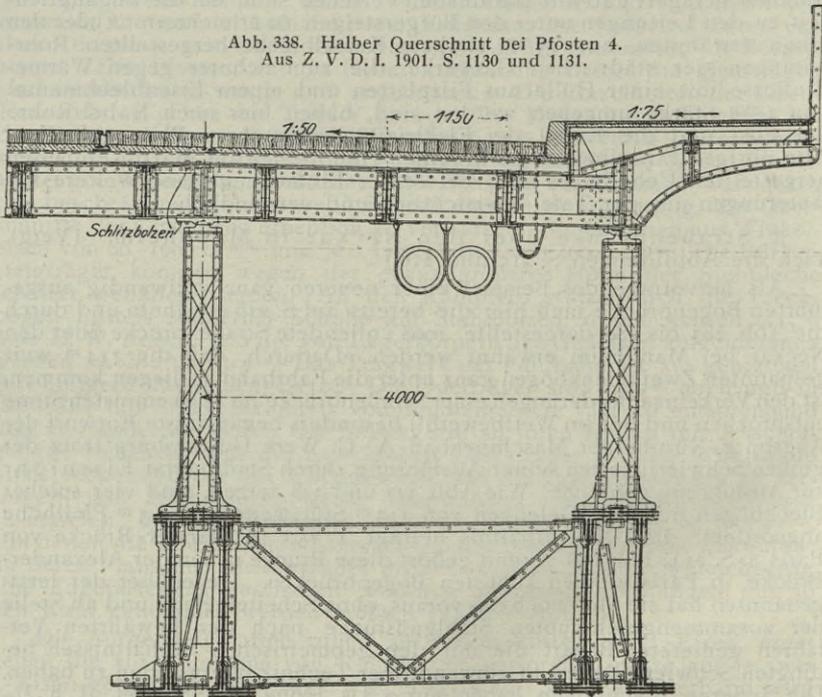


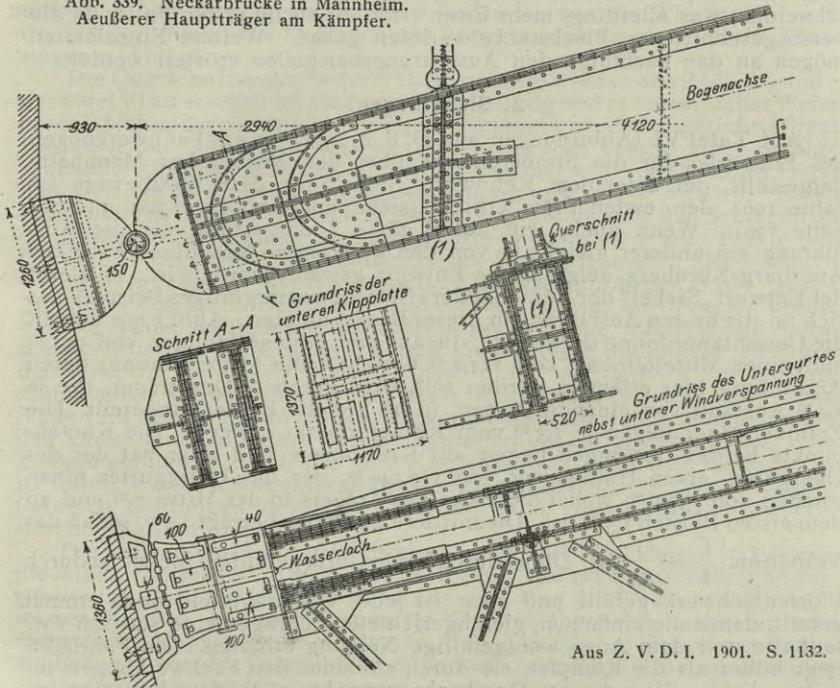
Abb. 337. Halber Querschnitt in Brückenmitte.

Abb. 338. Halber Querschnitt bei Pfosten 4.
Aus Z. V. D. I. 1901. S. 1130 und 1131.



Querschnittshälften in äußerst wirksamer Weise zu einem Ganzen verbunden. Die Kämpfergelenke und der Anschluß des unteren Windverbandes sind ebenfalls aus den Abbildungen 339 zu erkennen. Zu beachten ist, daß der Windverband in der Bogenachse angeschlossen ist. Das Gelenk ist auch nach der Ausführung durch Abb. 289 S. 216 im Anschluß an den Strompfeiler und die Seitenöffnung dargestellt.

Abb. 339. Neckarbrücke in Mannheim.
Außerer Hauptträger am Kämpfer.



Aus Z. V. D. I. 1901. S. 1132.

c. Der Fachwerkbogen.

1. Allgemeines.

Der Fachwerkbogen tritt an die Stelle des vollwandigen Bogens, bei entsprechend großer Höhe der Bogen, oder aus ästhetischen Rücksichten. Die konstruktive Ausbildung erfolgt im allgemeinen nach denselben Grundsätzen wie für Balkenbrücken, sodaß für die Ausbildung der Gurtungen, Füllungsstäbe usw. hier auf S. 246 u. f. hingewiesen werden kann. Bei Bogenträgern treten dann noch Sonderheiten hinzu, die in der Natur dieser Träger liegen, wie z. B. die Zusammenführung der Gurtungen an den Auflagern, Anschlüsse von Zugbändern usw.

Bei kleineren Spannweiten werden wieder einwandige Gurtungsquerschnitte entweder aus Walzprofilen (z. B. \square -Eisen), oder aus Stehblech mit angenieteten Winkeln usw. zur Anwendung gelangen können. Bei großen Stützweiten sind die Gurtungen zwei- oder mehrwandig auszubilden und dementsprechend die Füllungslieder anzuordnen. Die Stöße der Gurtungen werden meist als Gesamt- oder Universalstöße ausgebildet, da man dann die einzelnen Stücke, in Längen von etwa 6—10 m, nieten und bequem zur Baustelle schaffen kann und sie dann nur auf der Baustelle zusammenzunieten braucht. Man kann die Stöße in die Knotenpunkte legen oder besser zwischen diese. Die erste Anordnung ist üblich bei stark geknickten Gurtungen, die letztere bei schwach geknickten.

Ist der Winkel zweier Gurtstäbe nicht größer als etwa 5° , so kann das Stehblech noch hochkantig gebogen werden und die Gurtung braucht nicht in allen Knotenpunkten gestoßen zu werden. Natürlich vermeidet man besser derartige Knickungen, da man über die Festigkeitsverhältnisse so behandelter Stäbe noch keine Versuche angestellt hat. Es empfiehlt

sich vielmehr, zwei aufeinander folgende Stäbe aus einem Blech auszuscheiden, was allerdings mehr Eisen erfordert als im ersten Falle, da die herausgeschnittenen Blechstücke verloren gehen. Weitere Einzelheiten mögen an den nachfolgenden Ausführungsbeispielen erörtert werden.

2. Sichelbogen.

Auf **Tafel VI** (Abbildungen aus D. B. Z. 1901) ist ein Fachwerkbogen des Entwurfes für die Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim dargestellt, der unter dem Kennwort „Sichel“ bei dem Wettbewerb im Jahre 1901 den ersten Preis erhielt (siehe auch Abbildg. 202 und 203 Seite 170). Wenn auch, wie auf S. 285 u. f. dargestellt, für die Ausführung ein anderer gleichfalls von den Vereinigten Maschinen-Fabriken Augsburg-Nürnberg aufgestellter Entwurf gewählt worden ist, so bleibt der Entwurf „Sichel“ doch ein in jeder Hinsicht mustergültiges Beispiel, das sich an die besten Ausführungen dieser Bauart anlehnt. Abb. 1 u. 2 zeigen die Gesamtanordnung der Brücke, die aus zwei Seitenöffnungen von 59,1^m und einer Mittelöffnung von 114,2^m besteht. Die Mittelöffnung, deren Ausbildung hier erläutert werden soll, wird durch 10 Querträger, die je 6,2^m Abstand von einander haben, in 18 gleiche Felder eingeteilt. Die Endquerträger liegen je 1,3^m vom Kämpferpunkt entfernt. Die Knotenpunkte beider Gurtungen liegen auf Kreisbogen, und zwar hat der des Obergurtes einen Halbmesser von 117,540^m, der des Untergurtes einen solchen von 130,1^m, wobei die Höhe des Trägers in der Mitte 3^m und an dem ersten Pfosten 1,3^m ist. Die mittlere Pfeilhöhe beträgt 14^m, sodaß das Verhältnis $\frac{f}{l} = \frac{1}{8,2}$ ist. Die so durch beide Gurte gebildete Sichel ist durch

Pfostenfachwerk gefüllt und zwar ist jedes Querträgerfeld noch einmal geteilt, damit die einfachen, gleichgerichteten Schrägen eine statisch vorteilhafte und dem Auge wohlgefällige Neigung erhalten. Die Fahrbahn liegt höher als die Kämpfer, sie durchschneidet den Fachwerkbogen im dritten Felde. Von diesem Durchschnittspunkte nach den Auflagern zu müssen die Querträger also an jedem zweiten Pfosten durch eine Säule auf dem Hauptträger gestützt werden. Nach der Mitte zu sind sie durch einen Hängepfosten an den Hauptträger gehängt. Der Abstand der Hauptträger ist 10,9^m, die Breite der Fußweg-Konsolen ist 2,95^m, sodaß die Gesamtbreite der Brücke 16,8^m beträgt (Abb. 3, Taf. VI). Die Querverspannung liegt unter der Fahrbahn. Quer- und Schrägaussteifungen über der Fahrbahn sind bis auf eine Quersteife in der Mitte gänzlich vermieden. Hierdurch wird eine für die Gesamtwirkung des Tragwerkes vorteilhafte Anordnung erzielt. Die erforderliche Quersteifigkeit der Hauptträger, soweit sie über der Fahrbahn liegen, ist durch steife Halbrahmen erzielt, wie bei den offenen Balkenbrücken (S. 250, 256) schon beschrieben wurde. Ein eigentlicher Windverband findet sich deshalb nur in der Ebene der Fahrbahn und in der Fläche des Untergurtes, soweit dieser unterhalb der Fahrbahn liegt (Abb. 2, 4 u. 8). Der mittlere Teil der Fahrbahnverspannung ist ein einfacher Flachträger mit gekreuzten Schrägstäben, der auch die Querkräfte aus dem Halbrahmen aufnimmt und sie bei Punkt 9M an die Spitze einer Windkonsole abgibt. Dieser Flachträger hängt an dem Sichelbogen und ist frei pendelnd befestigt, sodaß er ungehindert den Aenderungen des Hauptträgers durch Wärme und Elastizität folgen kann, ohne auf ihn selbst einen Einfluß auszuüben. Die von den Konsolen bei Punkt 9M aufgenommenen Kräfte werden nach den Auflagern geführt und zwar werden infolge der gebrochenen Flächen dieser Auskragung Quer- und Längskräfte an verschiedenen Stellen ausgeleitet. Die an der Auskragung 9 bis 6 in den Querträgern erzeugten Kräfte werden bei 6 von den Hauptträgern als äußere Kräfte aufgenommen, die Querkräfte bei 6 selbst werden dagegen von der Spitze der Auskragung bei 6M im Bogenuntergurt übernommen und unmittelbar nach den Kämpfern abgeleitet. Für

das Stück der Fahrbahn zwischen 0 und 6 werden die Windlasten nach den Pfeilern einerseits und nach der Bogenverspannung anderseits übertragen s. Abb. 8.

Die Querschnitte des Fachwerkbogens sind, wie aus den Abb. 4, 6 und 7 der Tafel VI zu ersehen ist, steif, möglichst massig und in vorzüglicher Weise anschlussfähig durchgebildet. Auf gute Zugänglichkeit und gleichmäßiges Aussehen der Glieder ist besonderer Wert gelegt, ebenso auch auf ihre zentrische Zusammenführung. Der Kämpferpunkt wird im Abschnitt Lager und Gelenke einer besonderen Besprechung unterzogen werden. Einen konstruktiven Mangel hat die Sichelform dadurch, daß die Schrägen in den Feldern, die sich nahe dem Kämpfer befinden, zum großen Teil in den Gurtungen liegen und so unmittelbar an diese angeietet, also ziemlich unelastisch befestigt werden müssen. Die Grundform der Gurte ist die \square -Form, aus Stehblechen mit Winkeleisen, auf die im Obergurt breite, beide \square -Teile verbindende Kopffleche gelegt sind, während die Querschnittsänderung im Untergurt durch hinzugefügte Stehbleche zwischen den aufrecht stehenden Schenkeln und durch symmetrisch auf die vier abstehenden Winkelschenkel genietete Kopffleche erreicht wird. Die Stöße sind als Gesamtstöße nach Schwedler ausgeführt und so angeordnet, daß Ober- und Untergurt nie in demselben Felde gestoßen sind. Die Zusammenführung der Gurte vom Knotenpunkt 1 nach dem Kämpfer zu ist durch je zwei Knotenbleche in den Ebenen der Stehbleche der kastenförmigen Gurtungen bewirkt. Außerdem sind von außen weitere Verstärkungsplatten aufgenietet.

Die Pfosten und Schrägen bestehen aus je vier Winkeleisen in Γ -Form, die mit Flacheisen 80 · 10 bis 16 vergittert sind. Die auf den Sichelbogen aufgesetzten Stützpfosten, die ebenfalls aus vier Winkeleisen mit 16^{mm} starken Blechen bestehen, haben für die Aufnahme der Fahrbahn nahe unter dieser Kugelgelenke erhalten (s. Abb. 4), damit der Hauptbogen ganz unabhängig von der Fahrbahn arbeiten kann, unnötige Nebenspannungen also vermieden werden.

Auf die Fahrbahnkonstruktion, die mit Holzpflaster auf Belageisen durchgebildet ist, soll hier nicht näher eingegangen werden. Es sei nur noch auf die Randträger hingewiesen, die eine bogenträgerartige Form erhalten haben, in der Mitte also nur ungefähr halb so hoch sind als an den Auflagern. Da diese Träger aber günstigsten Falles als ein durchgehender Balken wirken, so sind die Momente nur wenig verschieden von einander; die Gestaltung entspricht nicht den statischen Erfordernissen und man muß deshalb diese Nachahmung von aufeinander folgenden Flachbögen aus Schönheitsrücksichten als unnatürlich ansehen, sie also besser vermeiden.

Schnitt b—b in Abb. 4 stellt einen wagrechten Schnitt bei dem sechsten Pfosten dar und läßt erkennen, in welcher Weise der oben beschriebene Windverband durchgebildet ist. Sie bedarf einer weiteren Erläuterung nicht. Lehrreich ist die Ausbildung der Windverbandstäbe aus gespreizten Eisen mit Flacheisen-Vergitterung.

3. Portalbogen.

Auf der **Tafel VII** ist die neue Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg dargestellt, die von G. Lucas in Dresden für die Süd-deutsche Eisenbahn-Gesellschaft in Darmstadt in der Strecke Heidelberg-Schriesheim entworfen ist¹⁾. Die Linie dient hauptsächlich dem Schotterverkehr aus den Porphyrr-Brüchen der Bergstraße bei Dassenheim und Schriesheim und wurde früher mit einer Schmalspurbahn von 1^m Spurweite betrieben. Für diesen Betrieb ist auf der Strecke zwischen Heidelberg und Handschuhshaus eine dritte Schiene zwischen die normalspurigen gelegt.

¹⁾ Vergl. Deutsche Bauzeitung 1907 S. 378 u. ff.

Für die gesamte Brückenanlage sind vier Ueberbauten gewählt, von denen drei eine Stützweite von 49,68 m, die Hauptstromöffnung eine solche von 70,56 m bei 5,05 m Hauptträgerabstand haben (Abb. 1 Tafel VII). Für alle Oeffnungen sind Fachwerkbogen mit angehängter Fahrbahn und aufgehobenen Schub gewählt. Da die Bogen im Gegensatz zum Sichelbogen an den Enden durch volle Steifrahmen (Portale) miteinander verbunden sind, bezeichnet man diese Bauart wohl auch als Portalbogen. Um die durchgehenden Schwellenträger von den elastischen Formänderungen des Hauptträgers unabhängig zu machen, sind in jedem zweiten Felde Gelenke angeordnet (Abb. 2 Tafel VII). Auf diese Weise ist also eine freischwebende Fahrbahnordnung (Kap. IV) vermieden.

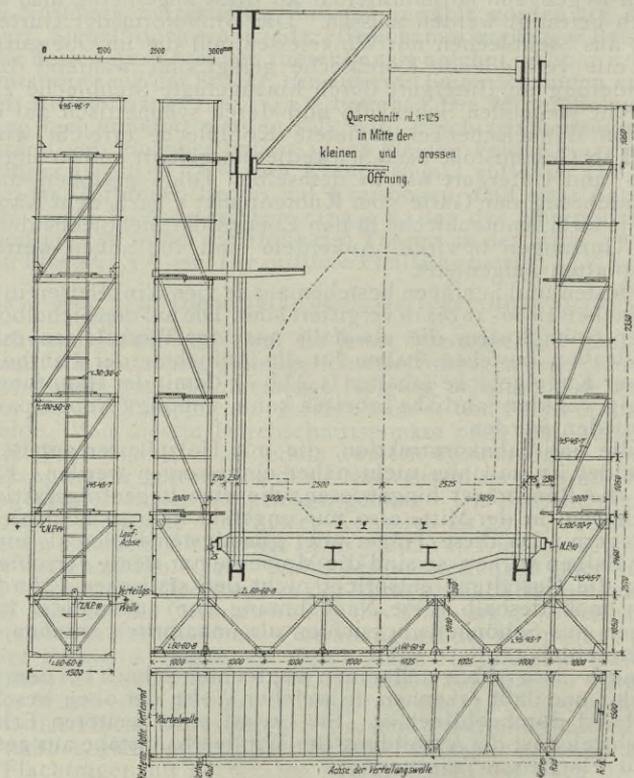


Abb. 340. Querschnitt der Brücke mit Besichtigungswagen.
(Aus D. B. Z. 1907 S. 419. Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg.)

Die Form der Hauptträger ist so bestimmt, daß die Mittellinie zwischen Ober- und Untergurt für die große und die kleinen Oeffnungen nahezu dasselbe Pfeilverhältnis aufweist. Alle Hauptträger haben die gleiche Endhöhe von 6,2 m; die Abstände der Gurtungen in der Brückenmitte sind für die große Oeffnung zu 3 m, für die kleinen zu 2,6 m gewählt. Die Pfeilhöhen der Untergurte messen 8,96 m bzw. 7,2 m, sodaß das mittlere Pfeilverhältnis für die große Oeffnung $\frac{1}{9,58}$, für die kleinen $\frac{1}{9,2}$ wird. Der portalartige Abschluß der Fachwerkbogen am Auflager ist angeordnet,

um eine Durchführung des oberen Windverbandes über die ganze Brücke zu ermöglichen, was bei Eisenbahnbrücken im Gegensatz zu dem vorigen Beispiele einer oben offenen Straßenbrücke sehr zu empfehlen ist. Der Einblick in das Brückeninnere hat eben nur bei Straßenbrücken Bedeutung. Die seitliche Auflagerkraft dieses Verbandes wird durch die kräftigen Endrahmen nach den Auflagern übertragen.

Ein zweiter Windverband liegt in der Ebene des Zugbandes, das seinerseits als dessen Gurtungen dient, unter der Fahrbahn. Außerdem sind auch noch die Schwellen-Längsträger durch Queraussteifungen miteinander verbunden. Ein weiterer Verband ist quer zwischen den Gurtungen der Hauptträger vorgesehen, um die Seitenverschiebungen der Untergurte und Verbiegungen der Hängestangen möglichst zu verringern (Abb. 3 der Tafel VII). Beide Wirkungen können auftreten entweder infolge des Winddruckes oder durch die ungleichmäßige Belastung der Hauptträger, welche aus der Anordnung der drei Schienen erfolgt (vergl. die im Text eingefügte Abb. 340, S. 290, auf die wir noch zurückkommen), von denen die beiden äußeren dem Normalspur-, eine äußere mit der inneren dem Schmalspurverkehr dienen, wie oben schon angedeutet ist. Dadurch wird, ähnlich wie auf einer zweigleisigen Brücke, eine einseitige Belastung erzeugt, die den ihr näherliegenden Hauptträger stärker durchzubiegen versucht und so eine Verschiebung der Hauptträger gegen einander bewirkt. Fehlen die Querverbindungen zwischen den Gurtungen, so müssen die Windrücke auf den Untergurt durch die Pfosten und die biegungsfest auszubildenden Hängestangen auf die beiden Windverbände übertragen werden (Abb. 3, Anordnung 2), wobei der Untergurt des Bogens um eine gewisse Strecke c_2 aus seiner Ebene verschoben wird. Bei einseitiger Belastung tritt in diesem Falle eine Ausweichung des Untergurtes nicht ein, da der Brückenquerschnitt sich als ein bewegliches Rechteck verschieben kann. Sind dagegen die Querverbindungen vorhanden, so wird der Untergurt durch die Windrücke nicht verschoben, dagegen weicht er bei ungleichmäßiger Senkung der Hauptträger seitlich um das Maß c_1 aus. Dieser Bewegung müssen dann die Hängestangen folgen können, die also in diesem Falle möglichst wenig biegungsfest auszubilden sind (Abb. 3, Anordnung 1). Eine vergleichende Rechnung hat ergeben, daß im vorliegenden Falle die Anordnung 1 geringere Verschiebungen des Untergurtes und kleinere Nebenspannungen in den Hängestangen ergibt; deshalb ist an jedem zweiten Knotenpunkt dieser bockförmige Querverband eingebaut, der in einfacher Weise aus Winkeleisen gebildet ist.

Die Fahrbahn besteht aus einem Querschwellen-Oberbau, der wegen der drei Schienen ein großes Widerstandsmoment besitzen muß; daher kieferne Schwellen von 30 cm Höhe bei 25 cm Breite in einem mittleren Abstand von 680 mm auf dem großen Ueberbau und 720 mm auf dem kleinen (Abb. 4). Für die Schwellenträger sind Profile der breitflanschigen Differdinger Greyträger verwendet und zwar für die große Oeffnung Nr. 34 B und für die kleinen 32 B. Um noch eine zentrische Auflagerung der Schwellen zu ermöglichen, sind auf diesen Längsträgern Flacheisen 65 · 15 mm mit kleinen Stiften befestigt. Die Längsträger sind als durchlaufende Gelenkträger anzusehen. Trotz ihrer festen Vernietung an den Querträgern, die ihrerseits wiederum fest mit den Hängestangen und dem Zugband verbunden sind, sind sie von den Längenänderungen des letzteren, wie bereits eingangs erwähnt nahezu unabhängig. Die Anordnung der Gelenke ist aus Abb. 2 zu ersehen. Sie liegen in jedem zweiten Felde an der Stelle des kleinsten Biegungsmomentes. Ihre Herstellung ist durch 35 mm starke Platten bewirkt, die beiderseitig an die Flansche genietet sind und den Gelenkdruck von rd. 15 t mittels der leicht gewölbten Auflagerflächen übertragen. Seitliche Kräfte werden außerdem noch durch eine Einklinkung und entsprechende Knagge in den oberen Trägerflanschen aufgenommen (Abb. 4). Die Querträger sind fachwerkartig ausgebildet,

wodurch ermöglicht wird, daß die Schwellenträger durch sie hindurch gesteckt werden können. Ihre Befestigung an den Ober- bzw. Untergurt der Querträger erfolgt durch Winkel und Flacheisen. In der Mitte jedes Feldes sind die Schwellenträger durch ein \square -Eisen N. P. 30 bzw. N. P. 28 verbunden, das die Seitenkräfte durch winkelförmig gebogene Bleche von 10^{mm} Stärke an den unteren Windverband abführt. Ein K-förmiger Verband in jedem gelenklosen Felde, der die Schwellenträger mit dem mittleren Knotenpunkt des unteren Windträgers verbindet, überträgt die Bremskräfte. In den Endfeldern ist dieser Verband fortgelassen (Abb. 2 und 4 Tafel VII). Mit Ausnahme der Endquerträger sind alle Querträger fachwerkartig ausgebildet mit 850^{mm} Netzhöhe und Strebenfachwerk. Die Gurtungen sind aus 2 Winkeleisen 110 · 110 · 12 und Kopfblechen 260 · 11 mit 12^{mm} starken Knotenblechen zusammengesetzt, die Schrägen bestehen aus Winkeleisen 75 · 75 · 12 mit 12^{mm} starkem Futter. Die Höhe des vollwandigen Querträger-Endes ist 500^{mm} und genügt für den Anschluß der Hängepfosten; eine kleine nach außen vorstehende Konsole dient zur Aufnahme einer Laufschiene für den Besichtigungswagen (s. Abb. 340 S. 290).

Die Endquerträger sind vollwandig aus 815^{mm} hohen und 13^{mm} starken Stahlblechen mit Winkeleisen 120 · 120 · 13 und Kopfplatten 260 · 13 zusammengesetzt (Abb. 5 und 6 Tafel VII). Durch 13^{mm} starke Eckbleche, die in 725^{mm} Entfernung von Hauptträgermitte mit dem Endquerträger-Stehblech in bekannter Weise verlascht sind (Kap. III, S. 142), wird die Verbindung mit den kräftigen Endpfosten hergestellt, die ihrerseits oben durch einen geschwungenen Blechträger von rd. 400^{mm} Höhe mit Winkeln 100 · 150 · 12 und Kopfplatten 400 · 12 verbunden sind und so den Vollrahmen herstellen, der für die Uebertragung der Windkräfte aus dem oberen Windverband in die Auflager erforderlich ist. Die Einzelausbildung ist aus der Abbildung zu erkennen; bemerkenswert sind hier die Stahlgußwinkelstücke, die in die Ecken zwischen Stehblech und Eckblech eingebaut sind.

Die Ausbildung der Hauptträger ist aus den Abb. 7, 8 und 9 auf Tafel VII zu erkennen. Der Obergurt hat oben geschlossene Kastenquerschnitte, die noch durch je zwei Bindebleche in jedem Felde versteift sind. Die verwendeten Querschnitte sind für die Hauptträgerabmessungen der Schiffsöffnungen in der Zusammenstellung Abb. 10, Tafel VII gezeigt. Wie hieraus zu ersehen ist, findet die Querschnittsvergrößerung sehr gleichmäßig um den Schwerpunkt statt, sodaß das Trägernetz nur wenig von der Schwerlinie der Stäbe abweicht.

Der Untergurt, der die \square -Form besitzt, ist offen. Er hat eine Flacheisenvergitterung oben und unten und in der Mitte eines jeden Feldes ein Bindeblech. Die Zusammenstellung der Querschnitte zeigt auch für diese die stets gleichmäßig um den Schwerpunkt angebrachten Verstärkungen, sodaß die Schwerachse stets unverändert bleibt. Das Zugband hat einen H-förmigen Querschnitt, der entsprechend den Zusatzkräften aus dem Windverband verstärkt ist. Es besteht aus vier Winkeleisen 170 · 115 · 12 mit vier Kopfblechen 350 · 12 und zwei von 380 · 12 und ist so angeordnet, daß vor allem eine gute Einführung und Kraftübertragung über dem Auflager stattfindet. Die Querschnittsvergrößerung ist hier sehr richtig nur durch die Kopfplatten bewirkt, da diese in der Ebene der Knotenbleche liegen, die Kraft also auf kürzestem Wege abgeleitet werden kann. Die Gurtungen und das Zugband sind an jedem zweiten Knotenpunkt gestoßen und teils durch die Knotenbleche, teils durch besondere Laschen gedeckt. Die Einzelheiten der Verlaschungen sind aus den Abb. 7—9 gut zu ersehen. Sämtliche Füllungsglieder, mit Ausnahme der bereits erwähnten Endpfosten, sind in ausgedehnter Weise aus Grey-Trägern Nr. 25 B für die 70,56^m Stützweite, aus Nr. 22 B für die 49,68^m Stützweite hergestellt. Wenn dieser Querschnitt auch in manchen Stäben nicht ausgenutzt ist, so wurde er doch gewählt, weil er die Ausführung insbesondere der Knotenpunkte vereinfachte. Außerdem aber besitzt das

Profil sehr große Steifigkeit und wirkt durch die gleichbleibende Breitenansicht auch im Brückenbilde günstig.

Die Hängepfosten bestehen aus vier Winkeleisen $75 \cdot 75 \cdot 10$; sie sind zur Verringerung der Nebenspannungen bei einseitiger Belastung nur durch einzelne Flacheisen mit einander verbunden, bilden also außer für Zugkräfte keinen starren, zusammenhängenden Querschnitt.

Die Endpfosten haben den in den Abb. 5 und 6 Tafel VII gezeigten sehr steifen Querschnitt, da sie als Teile des Vollrahmens die aus der Uebertragung der Windkräfte aus dem oberen Windverband entstehenden großen Biegemomente aufzunehmen haben.

Die Ausbildung des oberen Windverbandes zeigt die Abb. 11. Er besteht aus gekreuzten Stäben, die sich auf ihre ganze Länge frei tragen müssen. Um dies zu ermöglichen, sind sie als Fachwerkträger ausgebildet, deren Gurte aus Winkeleisen $65 \cdot 65 \cdot 7$ und deren Füllungsstäbe aus Flacheisen $50 \cdot 8$ bestehen. Die Abbildung läßt den Anschluß an die Obergürtung und auch die Ausbildung der Kreuzungsstelle deutlich erkennen.

Die Stäbe des unteren Windverbandes bestehen aus \perp -förmig zusammengenieteten Winkeleisen, die an der Kreuzungsstelle in der Mitte an der Querverbindung zwischen den Schwellenträgern aufgehängt sind. Der Verband liegt in der Ebene des Zugbandes, das als seine Gurtungen dient und ist an ihm mit entsprechenden Anschlußwinkeln und Knotenblechen angenietet (Abb. 4 der Tafel VII).

Jeder Ueberbau ruht auf zwei festen und zwei beweglichen Stahlguß-Auflagern, die in Abb. 12 und 13 dargestellt sind. Wie aus Abb. 6 zu ersehen ist, ist unter den Auflagerpunkt des Hauptträgers eine Platte genietet, die in Abb. 12 im Grundriß zu sehen ist. Das feste Auflager ist nun so gestaltet, daß es für die Auflagerung des Trägers nur eine ebene Fläche von $120 \cdot 600$ mm hat mit angegossenen Knaggen, die in die Ausschnitte der vorgenannten Reibplatte des Trägers fassen und so Längskräfte aus dem Ueberbau in den Baugrund ableiten können. Durch kräftige Rippen verbreitert sich der Lagerstuhl bei einer Höhe von 250 mm auf eine Fläche von $810 \cdot 640$ mm. Er ist mit Rippen in den Auflagerstein eingelassen und mit Zement vergossen.

Das bewegliche Auflager besteht aus drei Teilen, dem Oberteil, dem Stelzensatz und der Grundplatte (s. Abb. 13 der Tafel VII). Die Verbindung des Oberteiles mit dem Hauptträger ist in derselben Weise ausgeführt wie bei dem festen Lager; der Teil selbst ist im Mittel 10 cm stark und nach den Kanten zu geradlinig abgeschrägt. Seitlich hat er Ansätze für die Führung der Stelzen. Die Stelzen haben einen Durchmesser von 260 mm bei einer Breite von 120 mm und einer Länge von 800 bzw. 750 mm für die beiden inneren bzw. äußeren. Diese sind auf jeder Seite um 25 mm kürzer, damit sie die zahnförmigen Führungsstücke aufnehmen. Zwei Flacheisen $60 \cdot 20$ auf jeder Seite der Stelzen stellen ihre Verbindung untereinander her. Die 75 mm dicke Grundplatte hat die gleiche Grundfläche wie das feste Auflager und ist auch mit dem Auflagerstein in gleicher Weise verbunden.

Wie aus Abb. 340 S. 290 zu ersehen ist, dienen für die Besichtigung und die Unterhaltungsarbeiten Fahrgerüste, die auf Laufschiene auf den auskragenden Querträgern gelagert sind. Jedes Fahrgerüst besteht aus einer unter der Brücke liegenden Bühne von $1,50$ m Breite, von der aus auch die Bewegung erfolgt, und beiderseitigen je rd. $8,81$ m hohen Türmen mit je vier Zwischenbühnen, von denen aus sämtliche Teile der Brücke, bei der großen Oeffnung noch mit Hilfe einfacher Stangenrüstung, erreicht werden können.

4. Kämpferbogen.

Die im vorigen Beispiel ausführlich dargestellte Durchbildung von Portal-Fachwerkbogen, d. h. Fachwerkbogen mit so hohen Endpfosten, daß in Höhe des Obergurtes eine Queraussteifung möglich ist, sind für eine

was im Flachlande meist der Fall ist, müssen jedoch die Bögen namentlich im mittleren Teile über der Fahrbahn liegen, wie das bei den besprochenen Sichelbogen zutrifft. Bei Fachwerkbögen mit Zuggurt wird man jedoch an den Enden den Untergurt in den meisten Fällen unter der Fahrbahn anordnen können, da der Bedarf an Durchfahrthöhe in der Nähe der Pfeiler nicht so dringlich ist. Dann läßt sich der Obergurt bis an die Fahrbahn senken und der Austritt aus der Fahrbahn durch prellsteinartige Pfosten oder Be-

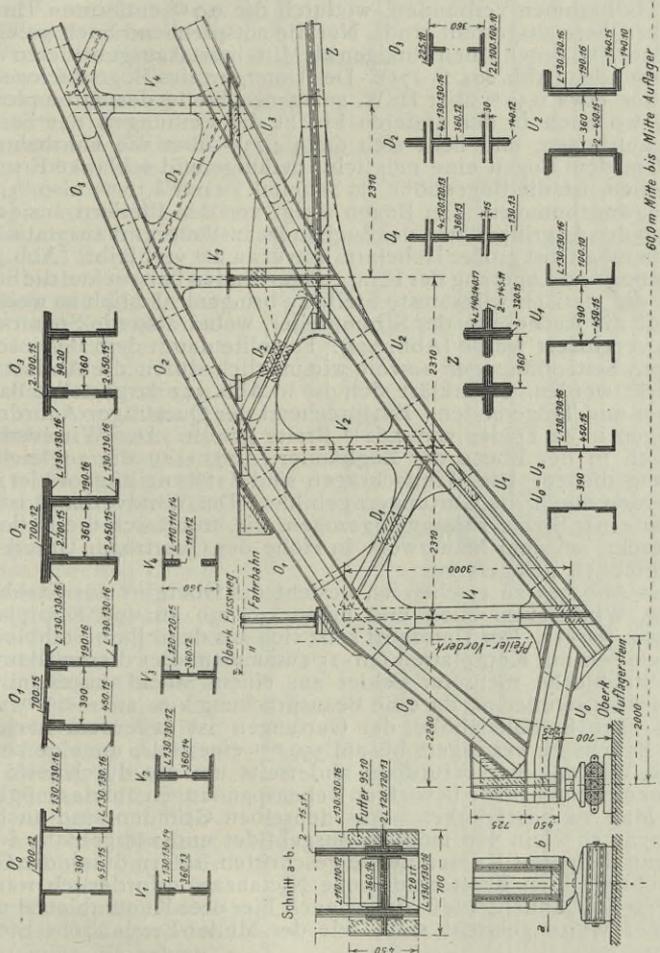


Abb. 343. Hauptträgerende der Stubenrauch-Brücke über die Spree bei Berlin nebst Stabquerschnitten. (Aus D. B. Z. 1908 S. 479.)

leuchtungsmaste decken und betonen. Man hat dann also die Endpfosten dieser Fachwerkbögen ganz unter die Fahrbahn gedrückt, was zu ästhetisch recht befriedigenden Lösungen von Bogenbrücken führt. Die hervorragendste Brücke dieser Art, jedoch ohne Zugband, ist die von Krohn erbaute Rheinbrücke bei Bonn (S. 8, Abb. 10). Fachwerk-Bögen mit Zugbändern, die unter der Fahrbahn, natürlich an einem vom Lagerpunkte entfernten Knotenpunkte des Bogenfachwerks angreifen, sind vom Verfasser mehrfach durchgeführt und sollen nachstehend noch dargestellt werden.

Bei der im Jahre 1907/8 erbauten Stubenrauch-Brücke¹⁾ über die Oberspree bei Berlin handelte es sich um eine durch Fachwerkbogen überbrückte Mittelöffnung in Verbindung mit zwei in Eisenbeton gewölbten Seitenöffnungen (Abb. 341 u. 342 S. 294). Um möglichst günstige Gestaltung der Mittelpfeiler zu erreichen, sind die Fachwerkbögen durch Zugbänder in Höhe der Fahrbahn verspannt und balkenartig auf den Pfeilern mit 60^m Weite gestützt. Die Hauptträgerenden sind über die Zugbänder hinaus gewöhnliches Pfostenfachwerk. Mit den Hängepfosten sind die Querträger zu steifen Halbrahmen verbunden, wodurch die 9,9^m entfernten Hauptträger in der Quere ausgesteift sind. Nur die entsprechend hoch gelegten Bogenscheitel sind durch einen einzigen als Mittelportal ausgebildeten Vollrahmen verbunden (Abb. 204, S. 171). Der Untergurt des Bogenfachwerkes geht von der etwa 0,50^m über H. W. gelegenen Stelle der Strompfeilerflucht aus, wo auch in der anderen Flucht die Leibungen der Seitenöffnungen aufsteigen, und hebt sich dann 4,23^m über die Fahrbahn im Scheitel. Um dem Bogen eine möglichst gefällige und schlanke Erscheinung zu geben, ist die Bogenhöhe im Scheitel zu nur 1,10^m, also $\frac{1}{54}$ der Spannweite, angenommen. Der Bogen steigt von den Pfeilern aus derart hoch, daß an den Angriffspunkten des Zugbandes im Untergurt aus statischen Gründen ein möglichst großer Hebelarm von etwa 2^m verbleibt. (Abb. 343). Die Anordnung und Lagerung der Hauptträger-Enden bezweckte, die Stützpunkte an die statisch wirksamste Stelle zu bringen, nämlich so weit wie möglich auf die Außenseite der Strompfeiler, wobei also die Spannweite ein wenig vergrößert wurde (Abb. 342). Es sollte damit dem Bogenschub der schweren Seitenöffnungen soweit wie möglich durch die Auflast entgegengewirkt werden. So erklärt sich die in Abb. 343 dargestellte Bauart der Auflager und Trägerenden. Entsprechend der Querträger-Anordnung ist der Bogen in 12 Felder von 4,62^m Breite geteilt. Der Windverband befindet sich in der Ebene der Zugbänder (Abb. 342), die zugleich als Windgurtung dienen. Die Windschrägen sind K-förmig angeordnet; die Pfosten werden durch die Gurtungen gebildet. Der Windverband ist am Auflager zu einer Spitze zusammengezogen, die, frei durch die Endquerträger gesteckt, auf dem Mauerwerk in Höhe der Querträger-Unterkante längsverschieblich gelagert ist.

Wie aus Abb. 343 zu ersehen ist, besteht der Obergurt aus Stehblech von 450 · 15, Winkeleisen oben und unten 130 · 130 · 16 und Kopfplatten 700 · 15, bzw. 700 · 12. Der Untergurt setzt sich aus denselben Stehblechen und Winkeleisen mit Kopfplatten 140 · 15 zusammen. Bei diesem Bauwerk sind die Stehbleche mehrerer Felder aus einem Stück ausgeschnitten, Biegungen also vermieden, da eine Beanspruchung von 1200 kg/qcm zugelassen ist. Die Stehblechhöhe der Gurtungen ist außerdem nach der Mitte des Bogens zu verringert bis auf 350^{mm} einesteils, um eine bessere ästhetische Wirkung hervorzurufen, andererseits um die durch feste Verankerung der einzelnen Stäbe bewirkten Nebenspannungen auf das möglichst geringste Maß zu beschränken. Aus denselben Gründen sind auch die Knotenbleche so klein wie möglich ausgebildet und nötigenfalls ist zur Verwendung doppelter Knotenbleche geschritten, sofern durch die Größe der anzuschließenden Kraft eine große Nietanzahl erforderlich war.

Für den Zugbandanschluß waren auch hier drei Knotenbleche nötig, die in einer Weise gelascht sind, wie der Müller-Breslau'sche Stoß es vorschreibt.

5. Kämpferbogen mit anschließendem Fachwerkbalken.

Die auf S. 14 in Abb. 17 im Bilde und auf S. 7 Abb. 9 im Höhenplan dargestellte Treskowbrücke zu Oberschöneweide bei Berlin²⁾ ist bereits

¹⁾ Bernhard, Stubenrauch-Brücke, Berlin, Jul. Springer. Zeitschr. d. V. D. I. 1908, S. 1942 u. f. Ferner Deutsche Bauztg. 1908, S. 470.

²⁾ Bernhard, die Treskow-Brücke. Sonderabdruck a. d. Z. d. V. D. I. 1905 (S. 1141). Jul. Springer. Ferner Deutsche Bauzeitung 1905, S. 157 f.

1903/4 vom Verfasser entworfen und erbaut. Bei den vorhandenen Bau-
 grundverhältnissen (sandiger Untergrund) und den gegebenen Stützweiten von 78 m in der Mittelöffnung und 37,5 m in den Seitenöffnungen, an deren eine noch eine kleine Landöffnung von 6 m Weite angeschlossen ist, wurde eine Bauart mit senkrechten Stützdrücken gewählt. In der Mittelöffnung ist das Tragwerk als Fachwerkbogen über der Fahrbahn angeordnet. Wie in Abb. 344 dargestellt, läuft der Untergurt mit Rücksicht auf Ersparnis an Pfeilerbauten so tief wie möglich mit den Untergurten der Seitenöffnungen im Auflagerpunkt zusammen und der Obergurt steigt bis zu einer Höhe von 8,50 m über der Fahrbahn an, damit eine mittlere Queraussteifung noch reichlich Platz über der Fahrbahn findet. Die Bogenhöhe im Scheitel beträgt 2 m, also etwa $\frac{1}{40}$ der Spannweite. Unmittelbar unter der Fahrbahn verläuft das Zugband. In der Seitenöffnung ist das gesamte Tragwerk unterhalb der Fahrbahn angeordnet, da es keine besonderen Schwierigkeiten bot, in der Nähe der Ufer die Hauptträger nicht viel höher als die Quertträger zu machen. Während hier der Obergurt so dicht unter den Fußwegen verläuft wie nur möglich, steigt der Untergurt vom Auflager der Strompfeiler als schlanker einhäufiger Bogen mit steigender Tangente nach den Landpfeilerauflagern empor und gewährt somit dem Wasserverkehr selbst vor den Ufern die erforderliche Durchfahrtshöhe. Wegen

Abb. 344 und 345. System der Treskow-Brücke. (1 : 500)
 Aus D. B. Z. 1905 S. 160.

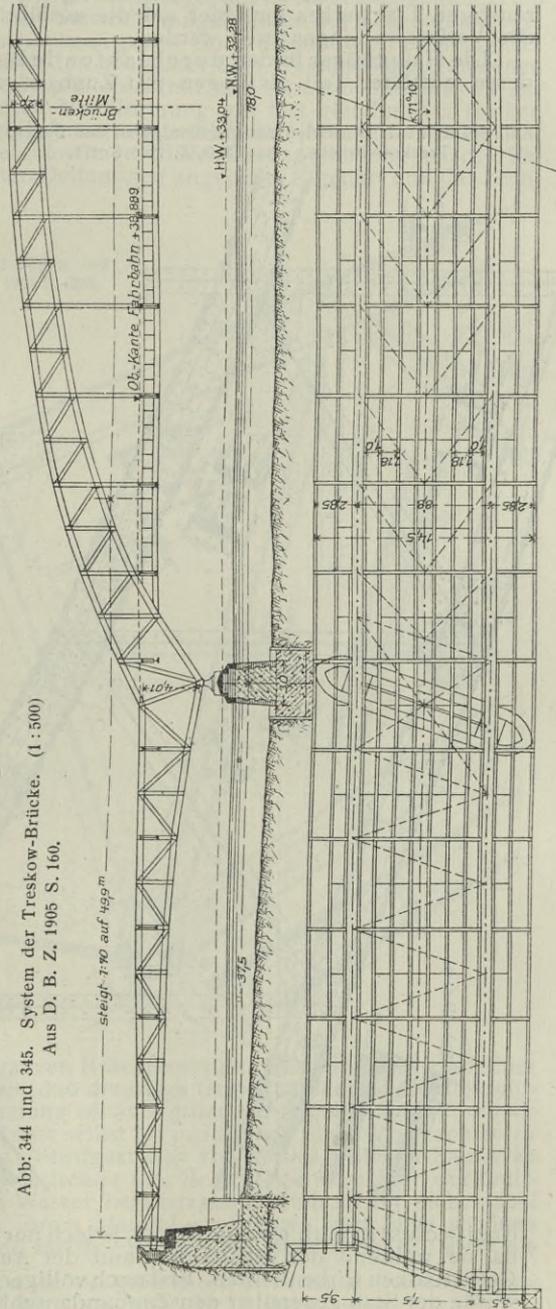
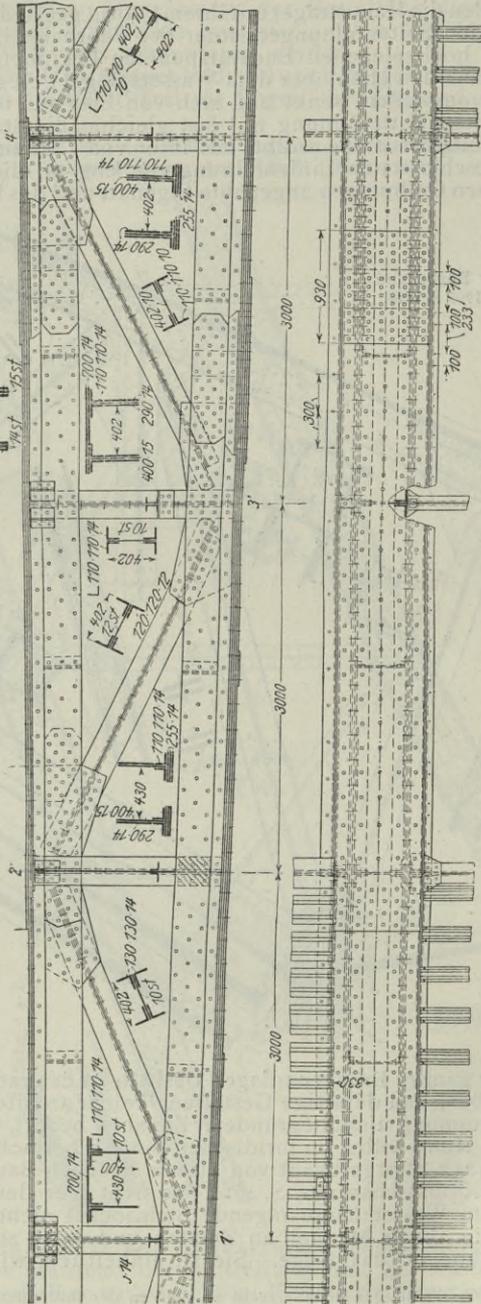


Abb. 349 und 350. Teil des Trägers über der Seitenöffnung.
(Nach Z. V. D. I. 1905 S. 1248.)



reiner Ingenieurbau und ist vollkommen.

Für den, der mit den Augen diese Formen nachfühlt, ist eine derartige Eisenbrücke Zierde und Mittelpunkt im Landschaftsbild so gut wie eine alte Kirche.“

Den Fachwerkbogen der Hauptöffnung über der Fahrbahn unmittelbar als Fachwerkbalken in die Seitenöffnungen unter der Fahrbahn ohne Unterbrechung durchzuführen, ist eine Bauart, die bei dieser Brücke zum ersten Male ausgeführt worden ist.¹⁾

Die Abb. 346—350 stellen Einzelheiten der Konstruktion der Treskow-Brücke dar. Bei der Ausbildung der Querschnitte der Mittelöffnung (Abb. 346) wurde hier Sorgfalt darauf gelegt, daß die Breiten der einzelnen Stäbe eine abgestimmte Gesamtwirkung hervorrufen. Der Obergurt besteht teilweise aus zwei Stehblechen, Flacheisen 400 · 15, zwei Flacheisen 200 · 14, vier oberen Winkel-eisen 110 · 110 · 14 und unteren Saumwinkeln 80 · 80 · 10. Um den Kastenquerschnitt zu vervollständigen, sind oben nach Bedarf Kopfplatten 700 · 10 und 200 · 14 und unten solche 105 · 10 verwendet. Durch diese Anordnung wird erreicht, daß die Kraft in den oberen Kopfplatten

¹⁾ Die Baumgarten-Brücke bei Potsdam ist eine nicht vom Verfasser herrührende Nachbildung der Treskow-Brücke (s. Zeitschr. d. V. D. I. 1910, S. 1225).

gut auf die Stehbleche übertragen wird. Die lichte Weite des Kastenquerschnittes beträgt 402 mm, die äußere Breite der in diesen Gurt hineingeführten Pfosten und Schrägstäbe ist 374 mm, sodaß auf beiden Seiten 14 mm Platz vorhanden sind für das Knotenblech, das die Stäbe mit einander verbindet.

Ist die Kraft eines Füllungsstabes so groß, daß man, um allzu große Knotenbleche zu vermeiden, doppelte Bleche verwendet, so hat dieser Kastenquerschnitt den Vorteil, daß man das zweite Knotenblech in die Ebene des inneren Stehbleches legen kann. Der Stoß im Stehblech wird dann durch das erste Knotenblech nach Schwedler verlascht, eine Anordnung, die bereits früher erläutert wurde.

Der Untergurt ist aus Flach- und Winkeleisen zu zwei \square -förmigen Querschnitten ausgebildet, die symmetrisch zur Netzlinie angeordnet sind. Hierdurch wird eine leichte Durchführung der Stäbe ermöglicht, und das Wasser kann, ohne in Hohlräumen, sogenannten Wassersäcken, gesammelt zu werden, unaufgehalten abfließen.

Weitere Konstruktions-Einzelheiten sind aus der Abbildung 346 und 347 zu ersehen, die den Zugbandanschluß der Treskow-Brücke darstellt. Hier sind für den Anschluß der großen Kraft im Zugbande drei Knotenbleche benutzt worden, von denen das erste und zweite in der Ebene des ersten bzw. zweiten Stehbleches angeordnet sind. Das dritte Blech ist über das zweite hinüber geführt und dient so zugleich als Stoßlasche. Die Stäbe des zwischen die Knotenbleche geführten Zugbandes sind durch entsprechend lange Keilfutter „beigezogen“, wie der übliche technische Ausdruck hierfür lautet, um Kröpfungen zu vermeiden, durch welche das Flußeisen selbst bei der besten Bearbeitung in seiner Festigkeit leidet.

Den Uebergang vom Mittelbogen nach den Seitenöffnungen zeigt die Abb. 348, nebst Auflagerpunkt der Treskow-Brücke. Außer den Querschnitten der in den Knotenpunkten zusammenlaufenden Stäbe zeigt diese Abbildung auch die Art und Weise, in der man die Gurtstäbe nach den Auflagern zu verstärkt, um eine gute Kraftübertragung zu bewirken. Auch hier ist genau darauf geachtet, daß keine unzugänglichen Hohlräume oder Wassersäcke entstehen, welche die Lebensdauer des Bauwerkes nachteilig beeinflussen. Anstelle des eckigen Ueberganges von dem letzten Obergurtstab der Mittelöffnung zu dem ersten der Seitenöffnung, der durch die Bauart bedingt wird, ist hier ein Uebergangsbogen gewählt, und die Verlaschung der einzelnen Stabquerschnitte noch durch darauf gelegte Winkel verstärkt. Die Veranlassung zu dieser Ausbildung war wieder die Ueberlegung, daß scharf gebogene Eisen nie die volle Festigkeit des ungebogenen Querschnittes besitzt.

Auch in den Seitenöffnungen ist oben ein geschlossener, unten ein offener Querschnitt verwendet worden (Abb. 349 und 350). Der Unterschied gegenüber denen der Mittelöffnung besteht hauptsächlich darin, daß im Obergurt keine unteren Saumwinkel angewendet sind und der Untergurt nur in Bezug auf die Trägerebene symmetrisch ist. Aus diesen Abbildungen ist auch die Stoßausbildung und Auflagerung der Belageisen für Fahrbahn und Fußweg deutlich zu ersehen.

Tafel VIII. Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Pichelsdorf.

Die ebenfalls vom Verfasser entworfene, 1910 vollendete Havelbrücke bei Pichelsdorf kann in Bezug auf die Anordnung der Hauptträger als eine Weiterentwicklung der Treskow-Brücken-Hauptträger angesehen werden (s. Abb. 1 bis 3 der Tafel VIII, Tragwerksanordnung, Gesamtansicht und Teil vom Grundriß). Handelte es sich dort um die Verbindung der Bogenträger über der Mittelöffnung in Verbindung mit je einer Seitenöffnung, so sind hier fünf Oeffnungen vorhanden, derart, daß an den Bogenträgern der mittleren Hauptöffnung je zwei Seitenöffnungen mit Hauptträgern unter der Fahrbahn zu überbrücken waren. Dadurch, daß

die weitgespannten Bogen der Mittelöffnung allein über die Fahrbahn hervorragen, während die Hauptträger sämtlicher vier Seitenöffnungen unter der Fahrbahn liegen, erhält das gesamte Brückenbild ein die Flußöffnung betonendes Kennzeichen. Zugleich wird dadurch auch die Fahrbahn der Seitenöffnungen für die ganze Breite der Brücke in freier Uebersicht dem Straßenverkehr verfügbar. In ihrer Höhenlage schließt sich die Brücke dem Gelände der Straße an; ihr Längsgefälle ist vom linken Landpfeiler bis über die Mittelöffnung 1 : 270, von da bis zum rechten Landpfeiler 1 : 50, der so entstandene Knick über dem rechten Strompfeiler ist durch eine kurze Uebergangskurve ausgeglichen. Da der tragfähige Baugrund sehr tief liegt, die ganze Gegend ist sumpfig und erforderte hohe Erdschüttungen, so ist eine statisch bestimmte Stützung für den Ueberbau gewählt. Die Auflager liegen alle auf derselben Höhe, die Hauptträger nach der linken Seite zu sind also höher. So ist z. B. die Trägerhöhe über dem Auflager *E* (Abb. 1) rd. 1 m größer als über dem entsprechenden Auflager *B*. Der Träger der Mittelöffnung krägt in die beiden Seitenöffnungen hinein, ebenso die Träger der Endöffnungen, sodaß in den Seitenöffnungen je zwei Gelenke vorhanden sind, zwischen denen einfache Balken hängen. Die Straße schneidet den Fluß nicht unter einem rechten Winkel, und da die Pfeiler parallel zum Ufer stehen sollten, so sind die beiden in 17,6 m Entfernung von einander stehenden Hauptträger der Mittelöffnung um 2,48 m in Längsrichtung der Brücke gegeneinander verschoben. Um diese Ungleichheit nicht auch noch in die Seitenöffnungen fortzusetzen und die Endpfeiler rechtwinkelig zur Straßenachse zu stellen, sind die Kragarme an den beiden Hauptträgern verschieden lang gemacht, derart, daß die beiden Kragträgerrenden mit einander verbindenden Querträger rechtwinkelig zur Fahrbahnachse liegen. In den Seitenöffnungen sind je vier Hauptträger angeordnet. Maßgebend hierfür war einestheils die große Breite der Brücke von 24 m zwischen den Geländern, anderenteils die geringe, über dem Ufergelände zur Verfügung stehende Bauhöhe, welche keine hohen Querträger gestattet hätte. Außerdem mußte Platz für vier Rohrleitungen von je 900 mm lichtigem Durchmesser vorgesehen werden, die Netzhöhe der Hauptträger beträgt aber in der zweiten bis vierten Oeffnung im Scheitel nur 1060 bzw. 1100 mm. Aus diesem Grunde brauchten zwischen je einem äußeren (H_a) und inneren (H_i) eingehängten Träger überhaupt keine Querträger angeordnet zu werden; die Längsträger haben hier die gleiche Spannweite wie die eingehängten Hauptträger erhalten. Die vier Hauptträger sind nun so gestellt, daß die äußeren H_a (Abb. 3) die Fortsetzung der Hauptträger der Mittelöffnung bilden, die inneren H_i haben von ihnen je eine Entfernung von 6070 mm; ihr Abstand von einander beträgt 5460 mm. Die Endquerträger Q_0 am Kragarm sind so stark ausgebildet, daß die inneren Hauptträger unmittelbar auf ihnen gelagert werden können. Der ganze Ueberbau enthält nur ein festes Lager und zwar auf dem rechten Landpfeiler *D*. Alle anderen Lager sind längsbeweglich; die Gelenke können Kräfte in der Längsrichtung der Brücke übertragen.

Die Mittelöffnung (Abb. 1) wird durch einen Zweigelenkbogen überspannt, dessen Schub durch ein Zugband aufgenommen wird, das am ersten Knotenpunkt der Untergurtung angreift. Es hat dann eine solche Sprengung erhalten, daß es vom Knotenpunkt 2 bis 18 parallel zur Fahrbahn verläuft. Der Bogen selbst hat über beiden Auflagern eine Höhe von 4350 mm und in der Mitte eine solche von 1600 mm, sodaß das Verhältnis $\frac{\text{Bogenhöhe}}{\text{Stützweite}} = \frac{1}{39,4}$ ist. Die Pfeilhöhe des Untergurtes ist 10,7 m,

also gleich $\frac{1}{5,9}$ der Stützweite. Für die Höhen der Träger in den Seitenöffnungen war die Bauhöhe der Fahrbahn maßgebend, die auf ein Ge-

ringstmaß herabgedrückt werden sollte, um den freien Durchblick möglichst wenig zu hindern und die Anlage von Uferstraßen und dergl. parallel zum Flusse im Bedarfsfalle zu ermöglichen. Die Verbindung der Hauptträger untereinander durch Flachverbände hat unterhalb der Fahrbahn stattgefunden, und soll in Folgendem noch genauer erläutert werden. Von einem Verband zwischen den über die Fahrbahn hinausragenden Bogenträgern wurde aus Schönheitsrücksichten abgesehen und weil die Umrahmung der Fahrbahn bei ihrer außerordentlichen Breite eine sehr gedrückte Gestalt erhalten hätte. Die Festigkeit der Träger gegen seitliches Ausknicken ist deshalb durch kräftige Halbrahmen gesichert.

Die Stützweiten der einzelnen Öffnungen sind folgende: Endöffnungen $18,90\text{ m}$, Seitenöffnungen $32,74$ bzw. $30,26\text{ m}$, Mittelöffnung 63 m . Die verschiedenen Stützweiten der Hauptträger der Seitenöffnungen (zweiten und vierten) folgen, wie bereits angedeutet, aus der Schiefelage der Hauptträger über der Mittelöffnung. Wie der Grundriß erkennen läßt (s. Abb. 3 der Tafel VIII), liegt nämlich der Querträger Q_9 , der die Enden der Kragarme mit einander verbindet, $6,3\text{ m}$ von der Mitte des schrägen Querträgers Q_{12} zwischen den Auflagern entfernt. Dieses Maß ist gleich der regelmäßigen Querträger-Entfernung angenommen. Die Stützweite von 63 m ist in zehn gleiche Felder eingeteilt. Die Hauptträger der Mittelöffnung erhalten so auf der einen Seite einen Kragarm von $6300 - 1240 = 5060\text{ mm}$, auf der anderen einen solchen von $6300 + 1240 = 7540\text{ mm}$. Die Entfernung von der Mitte des schrägliegenden Querträgers Q_9 über den Stropfteilern bis zu dem Querträger über den Landpfeilern B bzw. E beträgt $31,5\text{ m}$ und aus diesen Verhältnissen ergeben sich die oben angegebenen Stützweiten aus 31500 ± 1240 zu 30260 bzw. 32740 mm . Die Kragarme der Hauptträger über den Endöffnungen sind ebenfalls 6300 mm lang, sodaß die eingehängten Träger in den Seitenöffnungen je $18,9\text{ m}$ Stützweite haben.

Die Fachwerkbögen der Mittelöffnung haben Pfostenfachwerk von 3150 mm Feldweite; an jedem zweiten Pfosten ist deshalb ein Hängepfosten für die Querträger angeordnet worden. Die Hauptträger der Seitenöffnungen und der Kragarme haben Strebenfachwerk, zum Teil mit Zwischenpfosten erhalten.

Die Linienführung der Bogengurtungen ist in der Weise festgelegt und berechnet, wie in Kap. V Abschn. II S. 237 u. folg. angegeben, wobei die Ungleichheit der Felderteilung berücksichtigt worden ist.

Der Zweck dieser nicht ganz einfachen Anordnung des Ueberbaues war, den fertigen Aufbau des Tragwerkes aus den gegebenen Konstruktionsbedingungen so natürlich wie möglich zu gestalten und nicht aus Rücksicht auf einfachere Darstellungs- und Ausführungsarbeit dauernd ein unnatürlich verwickeltes Eisengebilde zu schaffen — ein Beispiel dafür, daß nicht die Ausführungstechnik, sondern der spätere Eindruck des Bauwerkes aus Schönheitsrücksichten für die Gestaltung des Tragwerkes maßgebend sein soll.

Besonders lehrreich ist bei dieser Brücke auch die Durchbildung der Fahrbahn wegen ihrer außerordentlich großen Breite und der Unterbringung der vier Rohrstränge geworden. Am einfachsten ist sie in der Mittelöffnung und über den Kragarmen. Die Querträger liegen in $6,3\text{ m}$ Entfernung von einander, ihre Stützweite beträgt $17,6\text{ m}$ und zwei Konsolen kragen um je $3,2\text{ m}$ über die Hauptträgerenebene hinaus. Die später noch genauer zu besprechenden Querträger, vergl. Abb. 4, sind in der Mitte fachwerkartig und nach den Enden vollwandig ausgebildet, sodaß in diesen Teilen zwei runde Öffnungen ausgespart werden konnten, die, durch entsprechende Winkeleisen verstärkt, die Rohre aufnehmen können.

Die fachwerkartigen Konsolen für die Fußwege sind auf der ganzen Brücke gleichartig ausgebildet und können noch kleinere Rohrleitungen, Kabelkasten und dergleichen aufnehmen. Zwischen den Querträgern

liegen die Längsträger, 13 zwischen den Hauptträgern und vier auf jeder Seite; auf deren Ausbildung soll hier nicht näher eingegangen werden, da es einfache Blechträger sind, auf deren Obergurte die Belageisen liegen, die teils festgeklemmt und teils festgeschraubt sind. Für die Längsträger zwischen den Konsolen sind mit Ausnahme des Randlängsträgers gewalzte **I**-Eisen verwendet. Die seitliche Steifigkeit wird durch einen einfachen Kreuzverband bewirkt, der im Untergurt der Querträger liegt. Seine Auflager liegen in den fachwerkartig ausgebildeten Querträgern über den Stropfteilern. Verschieden von diesem mittleren Teil des Bauwerkes sind die Seitenöffnungen ausgebildet. Hier ist ein äußerer mit einem inneren Hauptträger stets durch einen Flachverband verbunden. Zwischen den so entstandenen Teilen sind die als Blechträger ausgebildeten Querträger zwischen den inneren Hauptträgern mittels Langlöchern eingehängt, sodaß Längenänderungen in der Querrichtung ohne erheblichen Widerstand von beiden Seiten nach der Mitte zu stattfinden können. Die 5,46 m weit gestützten Querträger zwischen den inneren Hauptträgern haben alle die gleiche Höhe; sie sind durch je drei Längsträger mit einander verbunden.

In dem Teile zwischen einem äußeren (H_a) und einem inneren (H_i) Hauptträger ist über den Auflagern und ein Feld rechts und links von den Landauflagern je ein Querträger eingebaut. Die Längsträger in den Endöffnungen sind 12,6 m weit gestützt, und zwischen den eingehängten Trägern ist überhaupt kein Querträger eingebaut; diese tragen sich auf 18,9 m frei.

Der untere Windverband liegt in der Ebene des Untergurtes; er ist K-förmig ausgebildet auf die Länge des Kragträgers. Bei den eingehängten Trägern sind die Zwischenräume, in denen die Rohre liegen, der zweite und dritte, ganz vom Verbande freigelassen, in dem ersten und vierten Zwischenraum liegt ein Flachverband mit Strebenfachwerk. Schließlich liegt noch ein Verband zwischen dem ersten und zweiten Längsträger der Konsolen, der den in derselben Ebene liegenden Obergurt der Seitenöffnungen seitlich aussteift. Einfache Pfosten aus Winkelleisen stützen die nicht unmittelbar durch einen Verband gehaltenen Längsträger gegen die eingebauten Flachverbände ab. Die Fahrbahndecke liegt auf quergelegten Belageisen Burbach Nr. 12, während für die Unterstützung des Fußweges auf den Längsträgern ruhende Eisenbetonplatten verwendet worden sind.

Als Fahrbahnbelag ist Holzpflaster, für die Fußwegeabdeckung Asphalt gewählt. Die Anordnung des Quergefälles ist die gleiche wie die in Abb. 199 Seite 168 gezeigte für die Stößensee-Brücke.

Tafel VIII zeigt noch einige Einzelheiten der Havelbrücke. In Abb. 5 ist das bewegliche Auflager mit dem darüber befindlichen Teil des Bogenträgers in der Mittelöffnung dargestellt. Die Auflagerfläche der Grundplatte ist 1500×1500 mm, ihre Stärke beträgt 150 mm. Gegenüber den Grundplatten der in den früheren Beispielen beschriebenen Auflager zeigt diese keine durchgehenden Kreuze, sondern nur vier Ansätze an den vier Ecken der Platte, die im Mittel $135 \cdot 135$ mm breit und 100 mm hoch sind. Diese Anordnung ermöglicht ein leichteres Untergeßen der Platten. Die sieben zur Verwendung gelangten Stelzen haben 280 mm Durchmesser. Vier von ihnen haben seitliche Ansätze, durch die, wie schon in den früheren Beispielen erläutert, die seitlichen Kräfte in den Baugrund abgeleitet werden. Das auf diesen Stelzen liegende Zwischenstück hat in der Längsrichtung eine nach oben gewölbte Begrenzung. An seiner höchsten Stelle ist ein kugelförmig gewölbter Zapfen von 250 mm Halbmesser, der ein in den Träger eingebautes Oberstück umfaßt, sodaß elastische Verdrehungen ohne erheblichen Widerstand vor sich gehen können. Das Oberstück hat nach unten eine gewölbte Begrenzung, sodaß die hier in Wirklichkeit vorhandene Punktaulagerung äußerlich hervorgehoben ist.

Bei der Ausbildung des Knotenpunktes, in dem dies Oberstück sitzt, ist das Hauptaugenmerk darauf gerichtet, die zusammenlaufenden Stäbe zum größten Teil an die Knotenbleche anzuschließen. Diese sind 20^{mm} stark und doppelt angeordnet und durch seitlich aufgenietete Winkel-eisen 160 · 160 · 19 so verbreitert, daß der Druck sich auf eine genügend große bearbeitete Fläche des Stahlgußkörpers verteilt. Unter den Winkel-eisen liegen noch 20^{mm} dicke Platten und, um ein genügend genaues Anliegen des Paßstückes zu sichern, sind Kupferbleche zwischen die Platten und das Stahlgußstück gelegt. Zwölf Schrauben von 26^{mm} Durchmesser sichern den Zusammenhang. Die Abbildung läßt außerdem die Ausbildung der Stäbe erkennen. Der Pfosten über dem Auflager hat die doppelte Kreuzform mit vollwandigem Stehblech. Die Gurtquer-schnitte des Bogenträgers haben als Grundform das \square -Profil, zu dem im Obergurt noch innere Winkeleisen am oberen Rande und Kopfplatten hinzutreten. Die Grundform des Kragarmes ist das $\perp\perp$, das im Obergurt ebenfalls durchgehende Kopfplatten hat, während der Untergurt zweiteilig bleibt. Die Gurtquerschnitte der Mittelöffnung und den Quer-schnitt des Zugbandes zeigt auch die Abb. 4, die einen normalen Quer-träger der Mittelöffnung darstellt. (Vergl. auch den Schnitt Abb. 7 am Hängepfosten 2.) Wie schon oben erwähnt, ist der Querträger in seinen ersten drei Feldern vollwandig. Das erste Feld ist für den Stoß des Steh-bleches und der Gurte so ausgenutzt, daß hier eine vollständige Trennung stattfinden kann, ohne daß ein reiner „Universalstoß“ ausgebildet ist.

Da die für den Querträger zu verwendenden Eisen ungefähr 15^m lang sein mußten, so ist nahe der Mitte ein Stoß angeordnet, wodurch Ueberlängen vermieden sind. Die Gurtwinkel 160 · 160 · 17 des vollwan-digen Teiles laufen durch, das Stehblech ist 1600^{mm} hoch und 14^{mm} stark, die Ausschnitte sind durch Winkeleisen 100 · 150 · 14 ersetzt. Die auf die Gurtwinkel gelegten Kopfplatten sind 370 · 16^{mm}.

Der fachwerkartige Teil hat Strebenfachwerk mit Hänge- bezw. Stütz-pfosten für den Anschluß der Längsträger. Der Gurt hat, entsprechend dem Blechträger, einen T-förmigen Querschnitt mit einem Stehblech 280 · 14^{mm}. Die Schrägen haben einen kreuzförmigen, aus Winkeleisen zusammengesetzten Querschnitt. Die Bauhöhe des Trägers beträgt 1550^{mm},

sodaß das Verhältnis $\frac{\text{Höhe}}{\text{Stützweite}} = \text{rd. } \frac{1}{11,3}$ ist. Der Stoß der Gurtungen in Brückenmitte ist in zwei aufeinander folgenden Feldern ausgeführt; in der Mitte liegt kein Stoß.

Der Querträger ist mit den Hängestangen zu einem steifen Halb-rahmen verbunden. Die Winkeleisen der Hängepfosten 120 · 120 · 15 sind nach dem Querträger zu umgebogen und bis an die Stöße geführt, wo sie entsprechend verlascht sind. Das gleiche ist mit den Kopfplatten 270 · 12 geschehen, soweit dies im Obergurt möglich ist. Nach der Konsole zu mußten die Platten geschlitzt bzw. zweiteilig weitergeführt werden, da hier das Stehblech herausragt, um den Anschluß der Fachwerk-Konsole zu ermöglichen. Die Hängestangen sind bis rd. 1,1^m über Fußweg vollwandig mit einer Aussparung ausgebildet. Außerdem ver-jüngen sie sich von 950^{mm} auf 400^{mm} in den Gurtungen und haben Pfostenfachwerk mit gekreuzten Schrägen, die mit je zwei Nieten zur Aufnahme der Querkräfte angeschlossen sind. Nach unten ragt das Steh-blech um soviel hervor, daß das Zugband mittels Winkeleisen 100 · 200 · 12 daran aufgehängt werden konnte. Es ist so in der Längsrichtung der Brücke genügend elastisch mit der Fahrbahn verbunden, um die Ent-ziehung von großen Nebenspannungen zu verhindern.

Der Untergurt der Konsole ist geradlinig und liegt in der Verlänge-rung der Abschrägung des Querträgers; dadurch soll die Einheitlichkeit des Gesamtbildes erhöht werden. Die Untergurtwinkel sind an dem Endknotenblech außerhalb des Rand-Längsträgers bis zu dessen Ober-

kante emporgezogen und dort, eines gefälligen Aussehens wegen, viertelkreisförmig abgerundet. Zugleich dient diese Endigung noch zum unmittelbaren kräftigen Anschluß der Geländerpfosten.

Bemerkenswert ist ferner noch die in Abb. 6 dargestellte Ausbildung des Gelenkes zwischen Kragarm der Mittelöffnung und dem eingehängten Träger. (Vergl. dazu auch die Abb. 422 S. 356 im Abschn. VII Lager und Gelenke.) Die Gurte des eingehängten Teiles sind einwandig und bestehen aus einem 300^{mm} hohen Stehblech mit Winkeleisen 80:80:10. Die Gurte des Kragarmes sind, wie bereits erwähnt, kastenförmig und die beiden Wandungen haben eine solche Entfernung von einander, daß der einwandige Träger in den Kragarm hineingesteckt werden kann. Der Endpfosten des eingehängten Trägers ist so geteilt, daß zwischen den mit den abstehenden Schenkeln nach außen gestellten Winkeleisen ein Zwischenraum von 366^{mm} verbleibt. Von der Unterkante des Gurt-Stehbleches laufen beide Winkeleisen nach dem Untergurt so zusammen, daß über ihm noch genügend Spielraum für die Bewegung bleibt. In dem so entstandenen Raum ist das durch kräftige Platten verstärkte Stehblech des Querträgers untergebracht, der die Konsol-Enden des Kragarmes miteinander verbindet.

Das Stehblech dieses Querträgers ist 18^{mm} stark und wird durch zwei Platten von je 18^{mm} verstärkt. So entsteht eine 56^{mm} starke Wand, auf die sich eine Stahlgußklammer setzt, die auf ihrem oberen Teil einen Ansatz trägt, der oben abgerundet ist. Hierauf lagert das durch zwei Stahlgußstücke verstärkte Stehblech des Obergurtes von dem eingehängten Träger. Da der Träger genau im Netzpunkt unterstützt ist, so entstehen keine Nebenspannungen durch Biegung. Die Längskräfte werden ebenfalls einwandfrei übertragen. Der Zusammenbau ist leicht zu bewerkstelligen gewesen.

V. Konstruktion der Hängebrücken.

a. Allgemeines.

Für die Ueberbrückung großer Spannweiten spielen die Hängebrücken wie in alter Zeit so auch bei den neuesten hervorragendsten Brückenbauten eine bedeutende Rolle, trotzdem eine auffallend große Reihe von Einstürzen derartiger Brücken früher stattgefunden hat. Die schlechten Erfahrungen beruhen aber infolge der frühzeitigen Entwicklung dieser Brückenart auf unvollkommener Ausführung und mangelhafter theoretischer Erkenntnis.

Die ersten ausgeführten Hängebrücken waren nämlich „unversteift“ gebaut, das heißt so ausgebildet, daß die Fahrbahn unmittelbar an einem zwischen zwei Punkten hängenden Seil oder Kabel aufgehängt war. Da das schlaffe Seil die Eigenschaft hat, für eine bestimmte Belastung eine dementsprechende Gleichgewichtslage einzunehmen, so entstanden infolge der einseitigen und beweglichen Verkehrslasten starke Formveränderungen und Schwingungen. Diese wurden zunächst dadurch teilweise behoben, daß die Fahrbahn versteift wurde und zwar durch Ausbildung der Geländer als Fachwerkträger; hierdurch konnten die Bewegungen nicht unerheblich vermindert werden. Später ging man zu den „versteiften“ Hängebrücken über, deren Hauptträger aus der Verbindung der Kette mit einem steifen Träger bestanden, welche nebst Fahrbahn an die Kette gehängt war. Man erreichte, daß die Bewegungen infolge ungleichmäßiger Verkehrslast wesentlich eingeschränkt wurden.

Wegen der großen Schwankungen wurden die alten Hängebrücken früher meist nur für Straßenbrücken in Anwendung gebracht. Nun aber können sie auch für Eisenbahnbrücken in Frage kommen, besonders nachdem im Bau der Hängebrücken und der Herstellung des Baustoffes große Fortschritte gemacht worden sind.

Die Hängebrücken bieten gegenüber anderen Systemen manche Vorteile, vor allem durch geringen Eisenaufwand insbesondere bei großen Mittellöffnungen, an welche sich Seitenöffnungen von ebenfalls erheblicher Spannweite anschließen. Ferner hat diese Bauweise bei der Aufstellung Vorteile, da die Ausspannung der Tragseile oder Tragketten ohne eigentliche Montagerüstungen erfolgen kann. Auch die geringe Bauhöhe, die sich daraus ergibt, daß das Haupttragwerk ganz über der Fahrbahn liegt, ist vorteilhaft und schließlich ist die kühne, in ihrer Kräftewirkung klare Erscheinung der Hängebrücken mit einer natürlichen und befriedigenden Linienführung von bestechender Schönheit. Das Landschafts- oder Städtebild kann durch eine Hängebrücke niemals geschädigt werden. Als Nachteil ist dagegen hervorzuheben der Mehrverbrauch an Eisen für die Rückhaltketten, falls keine Seitenöffnungen vorhanden sind und in Verbindung hiermit die kostspielige, nicht immer leicht nachzuprüfende Verankerung; dazu ist viel Mauerwerk erforderlich. Nachteilig ist auch der ungünstige Einfluß der Wärmeänderungen auf die langen Ketten.

Als Grenze, von der ab die Hängebrücken den anderen Bauarten, insbesondere den Bogenbrücken, unbedingt überlegen sind, ist etwa die Stützweite von 200—250^m anzusehen; bei noch größeren Stützweiten kommen die Hängebrücken-Systeme ausschließlich in Frage. Im neuzeitlichen Brückenbau kommen hauptsächlich versteifte und zwar entweder Kabel- bzw. Kettenbrücken einerseits und Fachwerk-Hängebrücken andererseits in Betracht.

b. Kabel- und Kettenbrücken.

Die Hauptträger der Kabel- und Kettenbrücken bestehen aus Drahtseil-Kabel oder Ketten, welche nach einer Kettenlinie durchhängen. Mittels senkrechter Hängestangen wird der Versteifungsträger samt Fahrbahn an Kabel oder Kette gehängt. Zwischen den Versteifungsträgern ist in gewöhnlicher Weise wie bei Balkenbrücken die Fahrbahn eingebaut. Der Versteifungsträger kann ein einfacher Balken, ein durchlaufender Träger, ein Gerberbalken, schließlich jede andere Trägerart, sogar ein Zweigelenkbogen, Dreigelenkbogen usw. sein. Er hindert die Seillinie infolge seiner Steifigkeit bei ungleichmäßigen, veränderlichen Belastungen daran, die Form beliebig zu ändern und wirkt so allen Schwankungen sowohl infolge senkrechter Belastungen, als auch wagrechten Windlasten entgegen. Bei gleichmäßiger Vollbelastung wird er nicht beansprucht; dann hat im allgemeinen die Kette Alles zu tragen. Der Versteifungsträger wird meist über mehrere Öffnungen durchgeführt.

Die Kabel werden in neuerer Zeit fast ausschließlich aus gezogenem bzw. Tiegel-Gußstahldraht (früher aus Eisendraht), und ebenso werden die Formstücke, Verbindungsstücke, Auflagerplatten usw. aus Stahlguß hergestellt. Die Festigkeit des Stahldrahtes kann zu 6000 bzw. 15 000 kg/qcm angenommen werden¹⁾. Die Stärke der oft verzinkten Drähte wird etwa zu 3—7 mm gewählt. Die Drahtseile werden häufig bei kleineren Brücken als gedrehte oder geflochtene Drahtseile hergestellt, indem um eine gerade Draht-Seele zuerst eine Lage von sechs Drähten, dann darüber eine solche von zwölf Drähten, schließlich wieder eine solche von achtzehn Drähten schraubenförmig gedreht wird, sogenannte 19- oder 37drähtige Spiralkonstruktion. Infolge der schraubenförmigen Lage der Drähte vergrößert sich die Biegsamkeit des Drahtseiles. Insbesondere ist dies der Fall bei Drahtseilen mit entgegengesetzten Windungsrichtungen, da hier die Reibung zwischen den einzelnen Drähten verkleinert wird. Solche 37drähtige Seile werden als Kernlitze mit sechs gleichen Litzen zu einem Kabel vereinigt. Spiralseile werden auch von Felten und Guillaume in Mülheim a. Rh. aus besonderen Formdrähten derart hergestellt, daß sie

¹⁾ s. Hütte, 20. Aufl. Bd. I S. 403 und 790.

allseitig rund und geschlossen sind, und als verschlossene Drahtseile gewisse Vorteile bieten. Zur Erzielung größerer Tragfähigkeit werden mehrere

Abb. 351 und 352.
Halbe Ansicht und halber Grundriß der Brücke.
(Sämtliche Abbildungen aus Z. V. D. I.
1899 S. 12.)

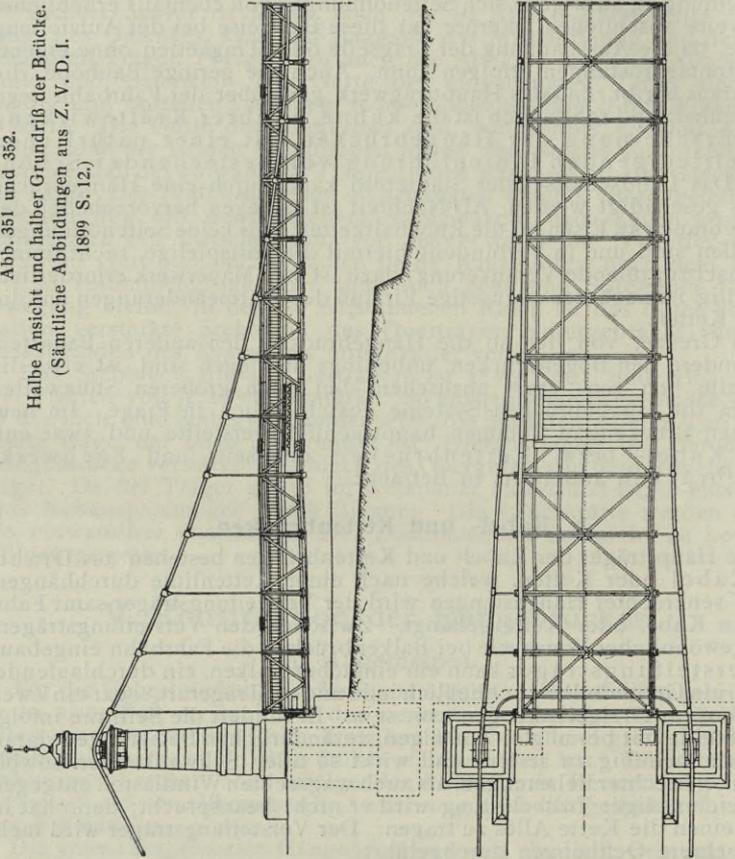
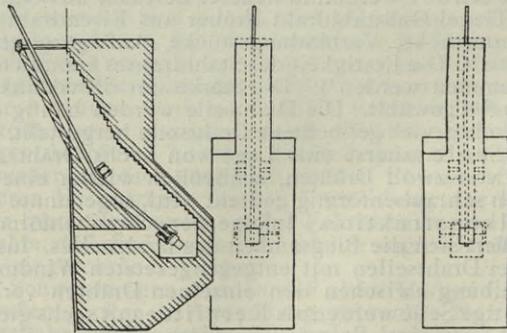


Abb. 351—354. Kabelbrücke über die Argen bei Langenargen.

Abb. 353 und 354.
Schnitt durch die Ankerkammer
und Aufsicht auf die Anker-
pfeiler.



parallele Seile angeordnet, oder es werden um ein stärkeres gerades Seil schwächere Seile herumgelegt. Bei den großen neuen amerikanischen

Brücken wird eine Windung der Drähte nicht mehr ausgeführt, um eine gleichmäßige Spannung des ganzen Eisenquerschnittes zu ermöglichen.

Die Einzelheiten solcher neueren Kabelbrücken sollen an einigen Ausführungsarten gezeigt werden:

a. Hängebrücke über die Argen bei Langenargen¹⁾.

Sehr lehrreiche Einzelheiten zeigt besonders die 1898 von Kübler erbaute Hängebrücke über die Argen bei Langenargen am Bodensee, eine Kabelbrücke mit Versteifungs-Trägern von 75^m Stützweite in der Mittelöffnung. Die allgemeine Anordnung zeigen die Abbild. 351

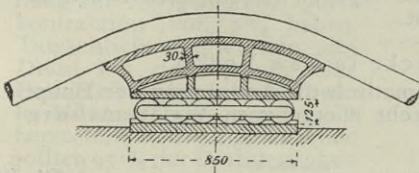


Abb. 356 a.

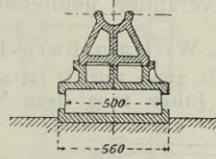


Abb. 356 b.

Abb. 356 a und b.
Auflagerung
über den
Pfeilern.

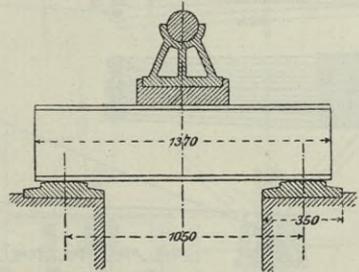
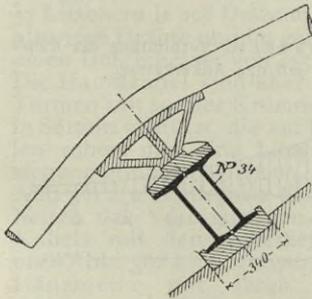


Abb. 357 a und b. Zwischenlager am Ankerschacht.

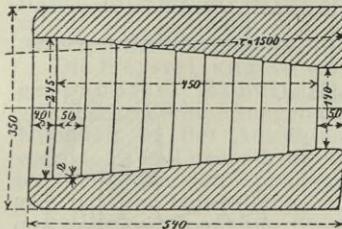


Abb. 358 (links).

Seilkopf.

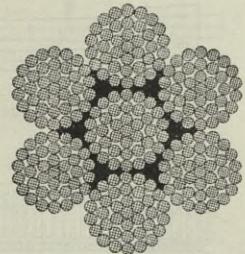


Abb. 355

(rechts).
Zusammen-
setzung der
Kabel.

Abb. 355—358. Einzelheiten der Kabelbrücke über die Argen bei Langenargen.
Aus Z. V. D. I. 1899 S. 14.

bis 354. Wie Abb. 355 zeigt, besteht ein Kabel von 132 mm Durchmesser aus sechs schraubenförmig gewundenen Litzen aus je 37 Drähten von 6,1 mm Durchmesser und einer Seele von ebenfalls 37 Drähten, die 6,3 mm dick sind. Die Seile sind aus verzinktem Gußstahldraht hergestellt, der bei den äußeren Litzen 13 000 kg/qcm Bruchfestigkeit und 4 0/0 Bruchdehnung hat, während bei der inneren Litze diese Werte 9000—10 000 kg/qcm bzw. 4,5 0/0 sind. Die rechnerische Bruchfestigkeit jedes der beiden Seile beträgt rd. 890 t.

Die Auflagerung auf den Pfeilern erfolgt mittels gußeiserner Böcke, (Abb. 356 a und b), die den Druck durch sechs Rollen aus Flußstahl von je 125 mm Durchmesser und 500 mm Länge auf die Lagerplatte übertragen.

¹⁾ Vergl. Zeitschr. d. V. D. I. 1899 S. 14 ff.

Durch ein Zwischenlager (Abb. 357 a und b), das von zwei Γ -Eisen getragen wird, erhält das Seil in dem Mauerschacht eine Biegung, um schließlich in dem aus geschmiedetem Stahl hergestellten Seilkopf (Abb. 358) zu enden, der sich mittels Γ -Träger und Gurtplatte gegen das Mauerwerk stützt (Abb. 353 und 354).

Die Seilenden sind in der Weise befestigt, daß zunächst der Seilkopf über das Seil gestreift ist und darauf die einzelnen Drähte gespreizt und verzinkt worden sind. Alsdann wurde der ebenfalls verzinkte Kegel des Kopfes mit einer besonderen Metallegierung ausgegossen. Durch diese Behandlung bilden der Kopf, das Metall und die Drähte einen zusammenhängenden Körper, der, wie Versuche ergeben haben, nach Bruch des Seiles noch unverändert geblieben ist.

β. Williamsburg-Brücke in New York¹⁾.

In den Abb. 359 a und b ist schematisch die Anordnung der Hauptkabel der im Jahre 1903 dem Verkehr übergebenen Williamsburg-

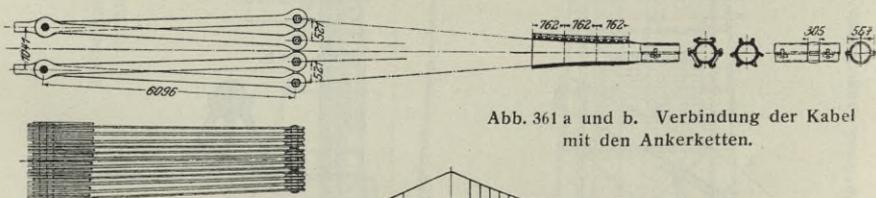


Abb. 361 a und b. Verbindung der Kabel mit den Ankerketten.

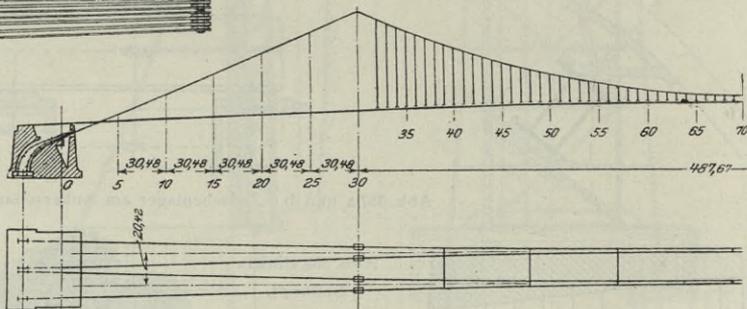


Abb. 359 a und b. Allgemeine Anordnung der Tragkabel.

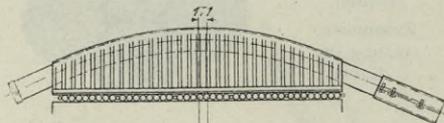


Abb. 360. Kabelsattel auf den Türmen.
(Sämtliche Abb. nach Z. V. D. I. 1904 S. 1220.)

Brücke in New York dargestellt. (Vergl. das Brückentragwerk und die Aufnahme der Brücke Abb. 291 und 292 S. 219.) Ueber die Mittelöffnung von 487,67 m Weite sind vier Hauptkabel gespannt und in den Ankerpfeilern verankert. An ihnen hängen in der Mittelöffnung die Seile, welche die mit Gitterwerk gefüllten Versteifungs-

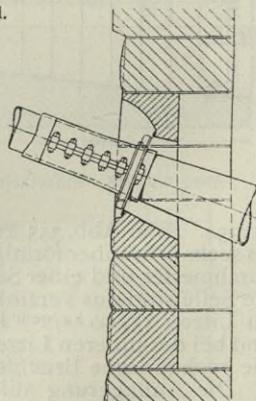


Abb. 363. Verschuß der Kabelöffnung im Ankerpfeiler.

¹⁾ Vergl. Veröffentlichung des Verfassers in Zeitschrift d. V. D. I. 1904 S. 1220 ff.

Träger in jedem Knotenpunkt tragen. In den Seitenöffnungen fehlen diese Hängeseile, da hier die Kabel nur zum Rückhalt dienen. Alle Kabel hängen in gleicher Höhe nebeneinander; sie sind im Grundriß in leichter Krümmung angeordnet, an den Versteifungsträgern in Brückenmitte am nächsten, an den Ankerfeilern am weitesten voneinander entfernt.

Zu diesen Kabeln ist Stahldraht von 4,88 mm Dicke verwendet. Die Beimengungen des Stahldrahtes betragen an Phosphor 0,04%, an Schwefel 0,03%, an Mangan 0,5%, an Silicium 0,1% und an Kupfer 0,02%. Der fertige Draht sollte eine Zugfestigkeit von nicht unter 14 t/qcm, eine Dehnung von 2,5% und eine Querkontraktion von 5% haben. Tatsächlich zeigte nun der Draht bei der Prüfung eine Festigkeit von 15,75 t/qcm. Er war in Mindestlängen von 1220 m herzustellen; die Spleißstellen sollten 95% der Drahtfestigkeit aufweisen.

Jedes Kabel besteht aus 37 Litzen zu je 208 Drähten, hat also 7696 Drähte und im ganzen einen Durchmesser von 473 mm. Die Hauptkabel sind über den Türmen mit sanfter Krümmung in Sätteln gestützt, die auf Rollen ruhen und eine Längsbewegung ermöglichen (Abb. 360). Abb. 361 a u. b gibt alle Einzelheiten der Verbindungen des Kabels mit den Ankerketten, und Abb. 362 a—d zeigen die Hängeseile mit ihren Anschlüssen an Seil und Querträger. In Abb. 363 ist der Verschluss der Kabelöffnung am Ankerpfeiler dargestellt.

Die Herstellung so weit gespannter Kabel setzt gründliche Vorbereitungen und Kühnheit in der Ausführung voraus. Es soll deshalb an dieser Stelle von den Bauvorgängen bei der Herstellung und der richtigen Spannung dieser gewaltigen Seile eine ausführliche Darstellung gegeben werden.

Nach Vollendung der Ankerpfeiler, Türme und Seitenöffnungen begann der Bau der Kabel nach folgendem höchst sinnreichen Plan.

Es war vorgeschrieben, die einzelnen Litzen etwas höher herzustellen, als es ihrer endgültigen Lage im Kabel entsprach. Zu dem Zweck sollte vorläufig der hufeisenförmige Litzenschuh am Ende der Kabel etwas hinter dem Endpunkte befestigt werden (Abb. 364), wodurch das Durchhängen der Litzen in der Mittelöffnung etwas kleiner werden mußte. Nachdem alle Drähte einer Litze verlegt waren, wurden, ehe der Huf an dem Ende der Ankerkette endgültig befestigt war, die Litzen vorläufig durch Hilfsbänder alle 1,5 m zusammengehalten. An den Enden innerhalb

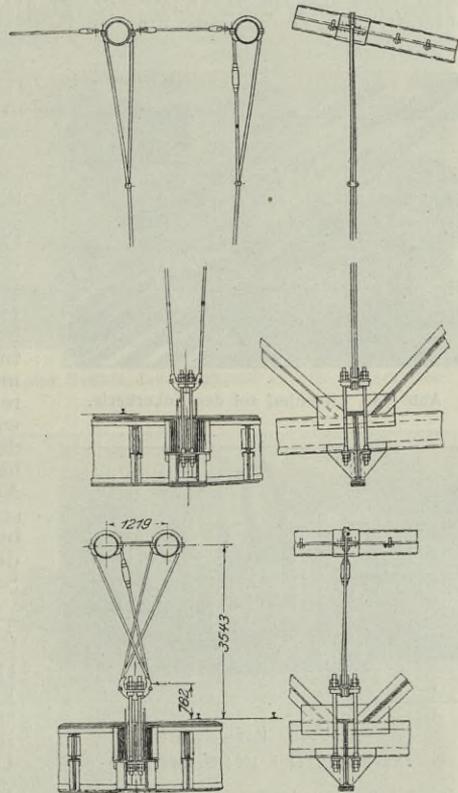


Abb. 362 a—d. Aufhängung der Querträger an den Tragkabeln. (Z. V. D. I. 1904 S. 1220.)

der Ankerpfeiler sind diese Bänder in nur 0,60 m Abstand endgültig angeordnet. Nachdem alle Litzen eines Kabels fertiggestellt waren, wurden die Bänder wieder entfernt und alle Litzen in zylindrischer Form fest zusammengepreßt, und zwar mittels rohrschellenartiger Hauptbänder aus Stahlguß (Abb. 365), die zugleich die Hängeseile für die Versteifungsträger aufzunehmen hatten und im Zusammenhang in Abb. 362 a—d dargestellt worden sind. Dazwischen sichern noch Drahtbänder den Zusammenhang der Kabel, die zum Schutz gegen Witterung mit Eisenblech umhüllt wurden. Auch die Sättel auf den Türmen (Abb. 360) sind während der Herstellung der Kabel etwas hinter ihrer Mittellage aufgestellt und die Rückhaltkabel so gerichtet, wie es für Eisengewicht bei mittlerer Temperatur für die Kabel der Mittelöffnung erforderlich

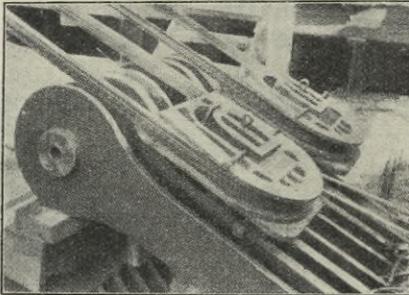


Abb. 364. Litzenhuf auf der Ankerkette.

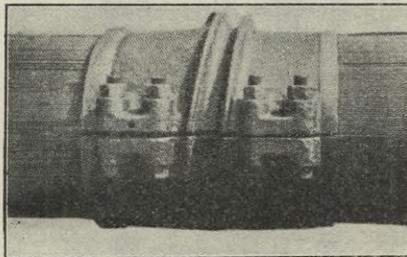


Abb. 365. Kabelschelle.
(Nach Z. V. D. I. 1904 S. 1308/1309.)

war. Für die Ausführung der Kabel war nun die erste Aufgabe, mit Hilfskabeln zwei Arbeitsrüstungen in 20,4 m Abstand zu schaffen. Die erforderlichen Hilfskabel wurden von einem Turm zum anderen von einem Schiff aus zunächst auf die Flußsohle versenkt und binnen 20 Minuten — der einzigen Verkehrsstörung auf dem East River — vom Lande aus hochgewunden. In luftiger Höhe wurde dann ein Hilfssteg an den beiden Hilfskabeln angehängt. Die beiden Rüstungen hatten zwischen den Türmen zwei Arbeitsböden, den oberen etwa 1,2 m unterhalb der Litzen während ihrer Herstellung, den anderen unterhalb des fertigen, etwas herabgelassenen Kabels. Beide Arbeitsrüstungen waren in Zwischenräumen durch Querstege verbunden. Entsprechend ausgebildete Rüstungen waren auch in den Seitenöffnungen hergestellt.

Der Kabeldraht wurde auf Trommeln aufgewickelt zur Brückenstelle verschifft. Die einzelnen Drähte von durchschnittlich 1067 m Länge waren an den Enden vollständig miteinander verpleißt, sodaß sie einen fortlaufenden Draht bildeten. Jede Litze wurde nun in der Weise hergestellt, daß ein Draht ohne Ende an jedem Ankerpfeiler um einen der Litzenhufe geschlungen wurde, die kurz vor den Enden der Ankerketten befestigt waren, wie es Abb. 364 deutlich zeigt. Auf jedem Turme wurde in der Richtung jedes Kabels ein Holzrahmen und in jedem Rahmen vier Trommeln hintereinander aufgestellt. Von diesen Trommeln wurden die Drähte abgewickelt und über die Hilfsrüstung hinweggeführt. Zu diesem Zweck war auf jeder Seite der Brückennachse eine Drahtseilbahn hergestellt, bestehend aus einem Seil ohne Ende, das bei den Ankerpfeilern um wagrechte Rollen, auf den Türmen über Führungsrollen lief. Diese Seilbahnen lagen genau über jedem Kabel und trugen bewegliche Rollen. Während also das Drahtende einer Trommel an einem Litzenhuf befestigt war, wurde der Draht mit einer Schlinge um die wandernde Rolle des endlosen Seiles gelegt. Das gleiche geschah auch beim Ankerpfeiler am

gegenüberliegenden Ufer. Die Rollen liefen dann in entgegengesetzten Richtungen, durch Winden gezogen, über die Brücke hinweg, eine über jedem Kabel. Jede trug eine Drahtschlinge, legte also gleichzeitig zwei Drähte zu einer Litze. Wenn die Rollen die am anderen Ufer gelegene Ankerkette erreicht hatten, wurden die Schlingen von ihnen abgenommen und um die Litzenhufe gelegt. Darauf wurde eine neue Drahtschlinge von einer anderen Trommel um die Tragrolle gelegt, wieder an das gegenüberliegende Ufer befördert und so einer zweiten Litze jedes Kabels zwei Drähte zugefügt und in dieser Weise fortgeführt. Acht Litzen waren gleichzeitig in Arbeit. War eine Trommel leer, so wurde das hintere Drahtende mit dem Vorderende einer neuen Trommel verpleißt und die Arbeit wie beschrieben fortgesetzt. Bevor eine Litze begonnen wurde, hing man einen Leitdraht auf, und die ersten 6–8 Drähte wurden nach diesem gerichtet. Dann konnte man den Leitdraht fortnehmen und die übrigen Drähte nach den bereits gerichteten verlegen. War eine Litze fertig, so wurde die vorläufige Befestigung des Hufes gelöst und der Huf mit Hilfe von Schraubwinden von seiner Unterstützung gehoben und soweit gegen die Türme hin nachgelassen, daß die endgültige Befestigung an den Ankerketten möglich wurde, die durch Drehen des Hufes um 90° und Verbolzen durch die Endaugen der Ankerkette erfolgte (Abb. 366). Die Litze wurde dann auch von den Unterstützungsrollen auf den Türmen abgehoben und in den Lagersattel hinabgewunden. Waren alle Litzen eines Kabels fertig, so

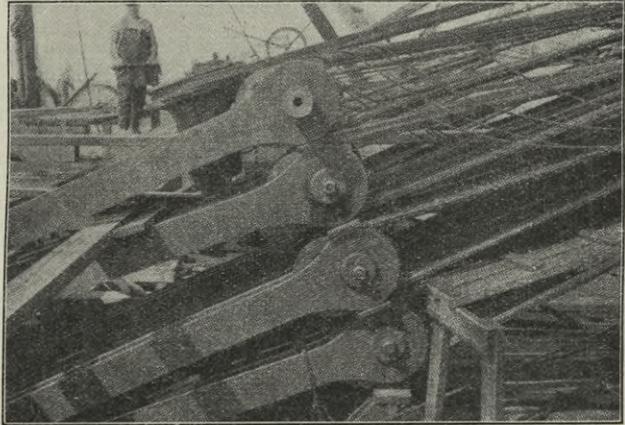


Abb. 366. Befestigen der Drähte der Tragkabel an den Ankerketten.

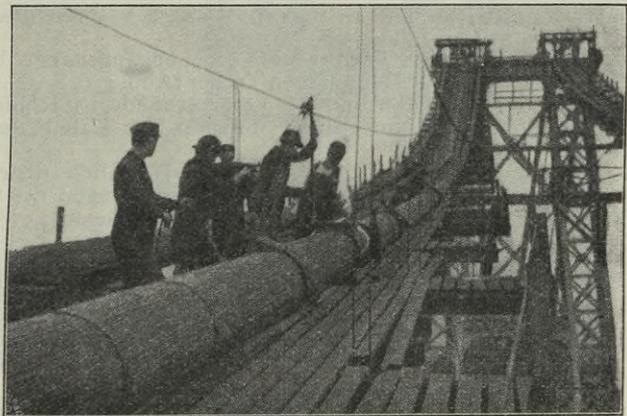


Abb. 367. Zusammenpressen der Tragkabel.
(Nach Z. V. D. I. 1904 S. 1308 und 1309.)

Die vorläufige Befestigung des Hufes gelöst und der Huf mit Hilfe von Schraubwinden von seiner Unterstützung gehoben und soweit gegen die Türme hin nachgelassen, daß die endgültige Befestigung an den Ankerketten möglich wurde, die durch Drehen des Hufes um 90° und Verbolzen durch die Endaugen der Ankerkette erfolgte (Abb. 366). Die Litze wurde dann auch von den Unterstützungsrollen auf den Türmen abgehoben und in den Lagersattel hinabgewunden. Waren alle Litzen eines Kabels fertig, so

wurden die vorläufigen Litzenbänder entfernt, das Kabel, wie das in Abb. 367 dargestellt ist, in seine zylindrische Form gepreßt, die Kabelschellen (Abb. 365) oder Hauptbänder angebracht und endlich das ganze Kabel eingehüllt und armiert.

γ. Manhattan-Brücke in New York.¹⁾

Die neue, erst 1910 vollendete Manhattan-Brücke in New York weist mit der vorgenannten große Aehnlichkeit auf. Ihre allgemeine Gestalt ist bereits Seite 220 erläutert.

Die vier Kabel hängen in senkrechten Ebenen und tragen je einen Versteifungsträger, der als Parallelträger mit Strebenfachwerk ausgebildet ist. Die Kabel werden von zwei Stahltürmen gestützt und sind an ihren Enden in Pfeilern aus Beton verankert. Durch diese Anordnung ergeben sich eine Mittelöffnung von 448 m und zwei Seitenöffnungen mit 221 m Spannweite, gemessen von Mitte des Stahlturmes bis zur Mitte der Uferunterstützung (Abb. 368). Die Stahltürme sind auf den Pfeilern verankert, und so angeordnet, daß sie sich unter den wechselnden Lasten und entsprechend den Wärmeschwankungen bewegen können. Die Sättel für die Kabel sind auf den Türmen befestigt; die Versteifungsträger laufen von Turm zu Turm und von diesen zu den Endauflagern durch.

Für den Verkehr sind vorgesehen: acht Bahngleise, eine Straße und zwei Fußwege. Die Gleise sind in zwei Stockwerken zwischen je einem Paar der Versteifungsträger angeordnet, die Fahrstraße liegt zwischen

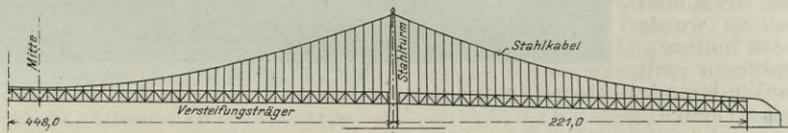


Abb. 368. Halbes Tragwerk der Manhattan-Brücke in New York (Versteifte Kabelbrücke).

den beiden inneren Trägern und die Fußgängerwege befinden sich auf Konsolen außerhalb der äußeren Träger (Abb. 43 c, S. 44). Der Baustoff der Türme, der Fahrbahn und der Querverbände ist Kohlenstahl; das der Versteifungsträger Nickelstahl, und für die Kabel wurde Kohlenstahldraht verwendet.

Die Eigenschaften des Stahles sind ähnlich denen der vorher erwähnten Williamsburg-Brücke. An Beimengungen des Stahles waren erlaubt: Phosphor 0,04 ‰, Schwefel 0,035 ‰, Mangan 0,55 ‰, Silicium 0,2 ‰, Kupfer 0,02 ‰, Kohle 0,85 ‰. Der Durchmesser des fertigen Drahtes sollte $4,88 \text{ mm} \left(\frac{192''}{1000} \right)$ betragen und durfte um nicht mehr als 0,077 mm im Durchmesser schwanken. Die Zugfestigkeit war auf 15 100 kg/qcm bei 2 ‰ Dehnung in der Längsrichtung festgesetzt. Die Mindestlänge war 915 m und auch hier sollte die Spleißstelle wenigstens 95 ‰ der Festigkeit des vollen Drahtes haben.

Jedes Kabel hat einen ungefähren Durchmesser von 540 mm; es besteht aus 37 Litzen, die zusammen 9472 parallele Einzeldrähte enthalten, sodaß jede aus 256 zusammengesetzt ist. Ihr Einbau erfolgte in ähnlicher Weise wie bei der Williamsburg-Brücke, besondere Sorgfalt wurde auf die Zusammenfassung der Einzeldrähte zum Gesamtkabel verwendet. Zuerst wurden die sieben innersten Litzen zu einem Kern zusammengefaßt, unter großem Druck zusammengepreßt und in Entfernungen von etwa 3 m mit Draht fest umwickelt, sodaß die Drähte des Kernes immer fest gegeneinander gehalten sind. Um diesen Kern legt sich die zweite

¹⁾ Die Abbildungen und Angaben verdanke ich der Freundlichkeit des städtischen Brückenbauamtes in New York bei meinem Besuche im Januar 1910. Der Verf.

Gruppe aus zwölf Litzen bestehend. Sie werden ebenfalls unter starkem Druck auf die schon vorhandenen Litzen gepreßt und mit feinem Stahldraht wie die vorhergehenden umwickelt. Die noch verbleibenden achtzehn Litzen werden um das entstandene Kabel gleichmäßig verteilt, das ganze mittels besonderer Maschinen zusammen gepreßt und mit Wicklungen aus Stahldraht in etwa $1,2\text{ m}$ Entfernungen versehen. Nachdem so das Kabel vollständig zusammen gehalten und bewickelt war,

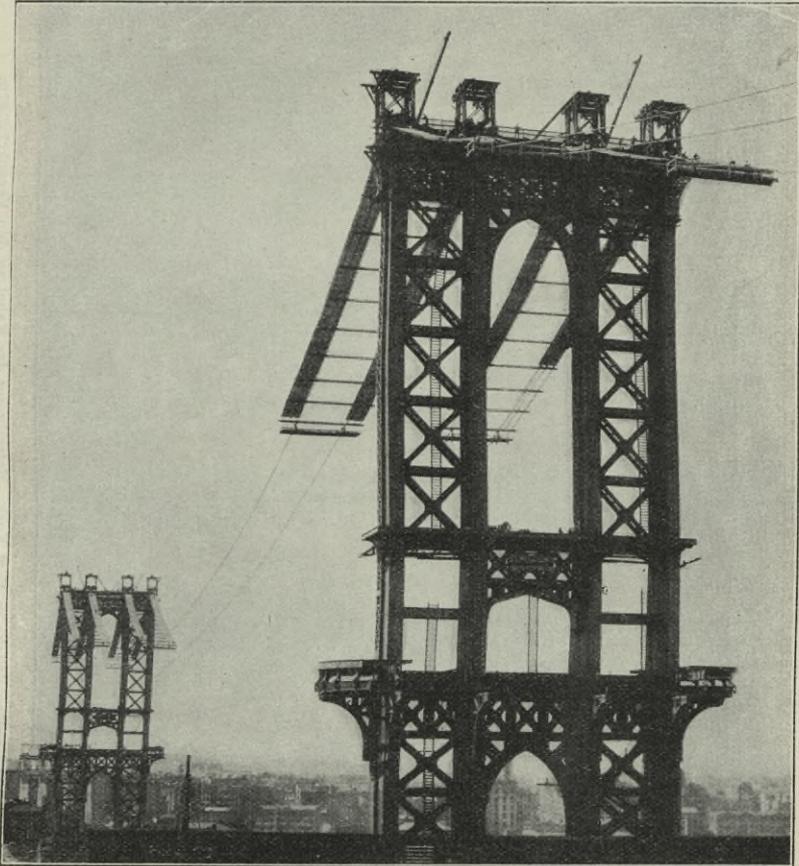


Abb. 369. Herstellung des Arbeitssteiges an den Hilfsdrahtseilen. Manhattan-Brücke.

wurden die Stahlgußklammern für die Aufhängung der Versteifungsträger in ihre richtige Lage gebracht und befestigt.

Ehe mit dem Bau der Kabel begonnen werden konnte, mußten die Turmpfeiler zwischen Mittel- und Seitenöffnung hergestellt werden. Auf Trommeln aufgewickelt wurden dann die vier $\frac{3}{4}$ Drahtseile, an denen die Kabel erbaut wurden, zu Schiff nach der gegenüberliegenden Flußseite gebracht. Abb. 369 zeigt diese Seile, die ihren Platz schon auf den Türmen erhalten haben, und durch hinzugefügte Drähte verstärkt sind;

die Arbeitsbühnen werden leicht auf ihnen eingebaut. Diese Abbildung läßt auch die Türme erkennen, die in der Längsrichtung der Brücke einwandig ausgebildet sind, damit sie den Bewegungen besser nachgeben können, die aus der Längenänderung der Kabel durch die Wärmeschwankungen erfolgen. Die Höhe der Türme beträgt 98,15 m. Abb. 370

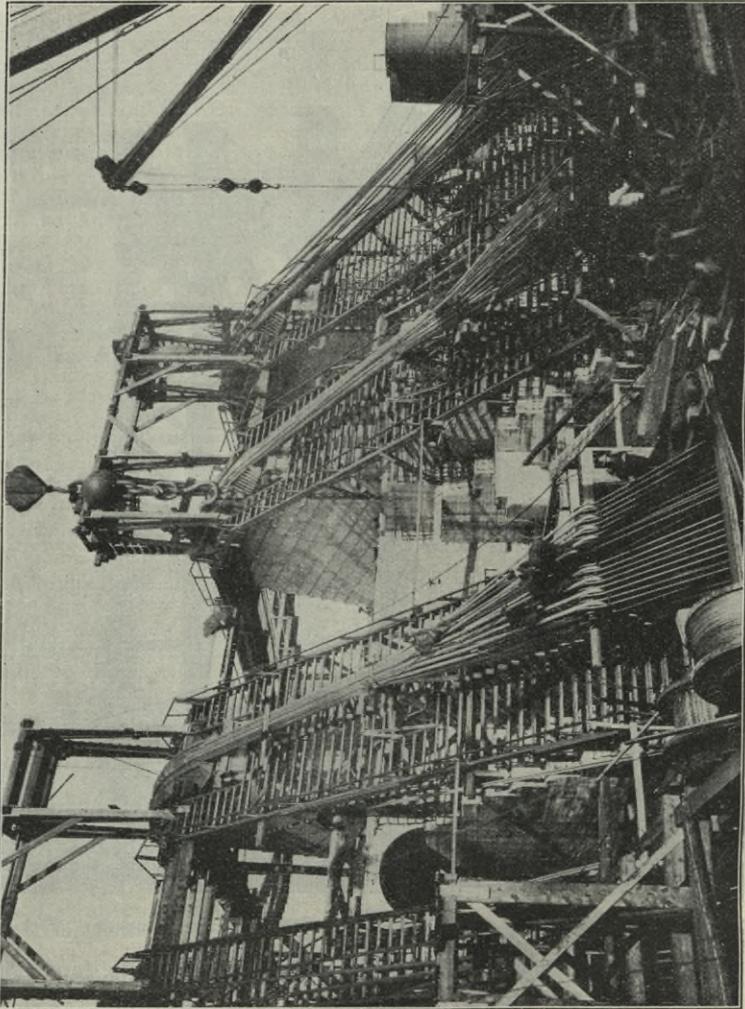


Abb. 370. Manhattan-Brücke in New York. Befestigung der Kabel an den Verankerungen.

zeigt die Befestigung der Kabel an den Verankerungen. Das zusammengebündelte Kabel wird, nachdem es den Auflagersattel verlassen hat, noch eine Strecke zusammengehalten und dann in die einzelnen Litzen aufgelöst, die um die an den Ankern befestigten Rollen gelegt sind. Die Abbildung zeigt die Kabel in drei verschiedenen weit fortgeschrittenen Zuständen. Das Kabel links ist fertig gebündelt und zum größten Teil

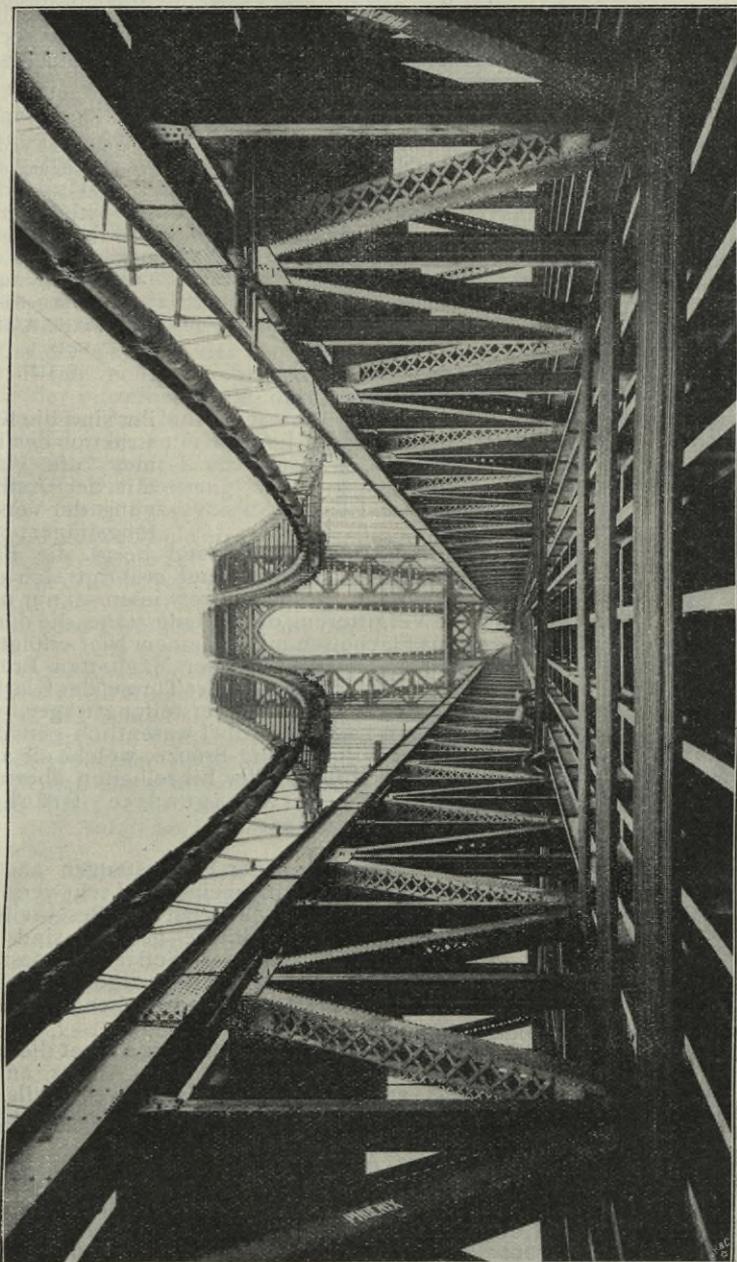


Abb. 371. Blick in die Fahrbahn der Manhattan-Brücke.

bereits an die Verankerung angeschlossen. Dasjenige in der Mitte ist noch nicht gebündelt und die Rollen, um welche die einzelnen Litzen geschlungen sind, befinden sich noch nicht in ihrer endgültigen Lage. Das rechte Kabel ist im Entstehen begriffen, die Litzen laufen auf dem Endauflager noch über Rollen und erst ein Teil liegt bereits im Sattel. Abb. 371 stellt die Brücke von innen, also dem Fahrweg aus gesehen, dar. Auf

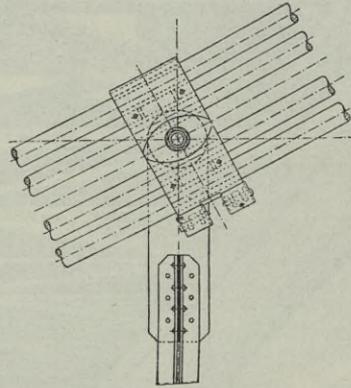
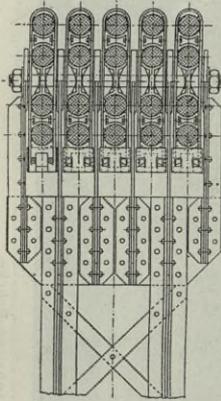


Abb. 372 a und b.
Befestigung der
Hängestange am
Kabelgurt.
Patentirte
Konstruktion der
Nürnberg - Augs-
burger Maschinen-
Fabrik A.-G.
Z. V. D. I. 1900
S. 1127.

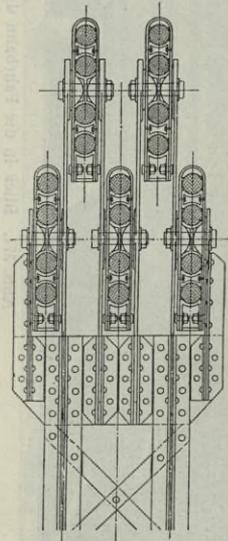


Abb. 373. Befestigung der
Hängestäbe am Kabelgurt
bei verschobenem senk-
rechten Rahmen.

ihr sind die Kon-
struktion des Tur-
mes, die Kabel
mit der Aufhän-
gung der Verstei-
fungsträger, der

Versteifungsträger selber und desgl. die Fahr-
bahn deutlich zu sehen, und erübrigt sich eine
Beschreibung. Besonders verwies sei nur noch
auf die Vergitterung der Füllungsstäbe, die durch-
weg aus Flacheisen mit nur einem Niet erfolgt ist.

Der Gesamteindruck der Manhattan-Brücke
ist wegen der Schlichtheit der Türme, der Klarheit
des Strebensystems im Versteifungsträger, und
der ebenen Lage der Kabel wesentlich günstiger
als bei der Williamsburg-Brücke, welche sie auch
in der Durchbildung der Einzelheiten übertrifft.
Sie ist das hervorragendste Brücken-
bauwerk Amerikas.

Die Befestigung der Hängestangen an den
Kabeln erfolgt im allgemeinen auf sehr verschiede-
ne Weisen. Wie schon bei der Beschreibung
der Williamsburg-Brücke gezeigt, sind hier
Stahlschellen um das ganze Seil gelegt, fest an-
gezogen und in einem rillenartigen Einschnitt
derselben die aus Rundeisen bestehenden Hänge-
stangen befestigt (Abb. 362, S. 311).

Bei der Brücke über die Argen hat die zwei-
teilige Schelle nach unten einen Ansatz, an den
mittels eines Gelenkbolzens die ebenfalls aus
Rundeisen bestehende Hängestange angeschlossen
wird (Abb. 351, S. 308).

Diese Anordnungen haben zu berechtigten
Einwänden Veranlassung gegeben und dadurch
die allgemeinere Einführung von Kabelbrücken
verhindert, zu dem Einwand nämlich, daß die bestehenden Kabel und
Kabelverankerungen entweder gar nicht oder doch nur mit großen Schwierigkeiten und Kosten später ausgewechselt werden können. Um diesem
Nachteil zu begegnen, hat die Nürnberg-Augsburger Masch.-A.-G.

sich eine Konstruktion patentieren lassen (Abb. 372 a u. b und 373), deren Eigentümlichkeit in erster Linie auf der vollständig unabhängigen Lagerung der Einzelseile eines Kabels beruht, derart, daß deren Verbindung erst nachträglich bewirkt wird. Bei einer solchen Anordnung lassen sich einerseits die zwischen den runden Einzelseilen entstehenden Hohlräume vermeiden, auch ist es möglich, zur Uebertragung der Kräfte von den Hängestangen auf die Kabel größere Berührungsflächen auszunutzen, während bei der Anordnung von Schellen um das ganze Kabel nur wenige Punkte zum Tragen herangezogen werden können.

Schließlich hat die getrennte Anordnung den Vorteil, daß jedes Einzelseil bequem während des Betriebes nachgeprüft und bei richtiger Gestaltung der Anschlüsse und Verankerung ausgewechselt werden kann. Bei der Lagerung auf Stützfeilern ruht die unterste Seillage auf einem entsprechend gestalteten Gußstahlkörper, der den Gesamtdruck auf die Rollen oder Pendelstützen überträgt. Darüber liegen in Stahlstücken die übrigen Seillagen, deren Abstand die Form der Stahlkörper sichert.

Um die Zugkraft der Hängestäbe zu übertragen, sind die einzelnen Seile in senkrechten Reihen zu einer Gruppe vereinigt, wobei die Abstände der einzelnen Seile durch entsprechende Stahlstücke festgelegt werden. Um das Ganze legt sich eine Flacheisenschleife, zwischen deren Enden und dem untersten Seil ein Verschlüßkörper eingesetzt wird, der mit entsprechender Kraft gegen die obenliegende Schleifenbiegung zu pressen ist. Die Pressung muß genügen, um das Abrutschen der Schleife oder der Stahlstücke von den Seilen zu verhindern.

Beim Auswechseln eines Einzelseiles muß man die senkrechte Reihe, in der das betreffende Seil liegt, ausschalten, was durch Lösen des Verschlüßstückes an der Flacheisenschleife geschehen kann (Abb. 373). Natürlich muß während der Auswechslung auf eine entsprechend geringere Belastung der Brücke Bedacht genommen werden. Das Durchschieben des neuen Seiles ist bei den Aufhängepunkten durch Spreizen der Schleifen, bei den Auflagern durch die vorhandenen nach oben vergrößerten Rillen gesichert. Auch in den Ankerkammern ist genügend Platz zum Einbau neuer Seile und Aufgießen neuer Köpfe vorgesehen.

Unter Hinweis auf die ausführlich angegebenen amerikanischen Fortschritte in der Herstellung der Seile kann nach den Vorführungen der Bau von Hängebrücken mit besserem Material und neuen Konstruktionseinzelheiten einer aussichtsreichen Zukunft entgegengehen. Nach dem Beispiel der französischen Ingenieure empfiehlt es sich, sie für Schwebefähren zu bevorzugen.

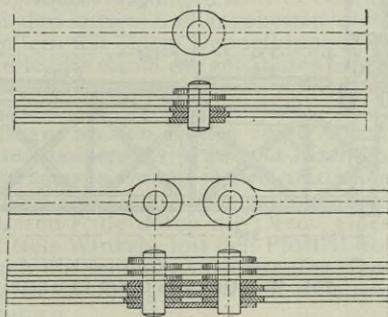


Abb. 374 und 375.

Verschiedene Verbindungen der Kettenstäbe.

Neben den Drahtseilen als Kabel werden auch in neuerer Zeit Ketten aus Flacheisen hergestellt, welche an den Enden zu Augen geschmiedet sind. Diese Augenstäbe werden durch Bolzen zusammengehalten, und zwar sitzen die Augenstäbe der beiden zusammengeführten Glieder abwechselnd je einer an einem Bolzen (Abb. 374), oder sie werden beide an eine Lasche geführt, in der sich zwei Bolzen befinden (Abb. 375). In diesem Falle bleiben die einzelnen Flacheisen in derselben Ebene, während bei jener Anordnung die Augenstäbe um die Dicke der einzelnen Eisen versetzt sind.

δ. Tafel IX. Elisabeth-Brücke in Budapest.¹⁾

Die Augen werden angeschweißt oder auch mit dem Flacheisenstab aus einem Stück herausgefräst, ein Verfahren, das zwar sehr umständlich und kostspielig, aber sehr viel zuverlässiger ist. Es wurde in Anwendung gebracht bei dem Bau der Elisabeth-Brücke in Budapest, einer versteiften Kettenbrücke von 290 m Spannweite, deren Gesamtanordnung und Einzelheiten auf Tafel IX dargestellt sind.

In Abb. 1 dieser Tafel ist die Gesamtansicht der Brücke, in Abb. 376 im Text die Querschnitts-Anordnung dargestellt. Abb. 2 der Tafel zeigt einen Längsschnitt durch eine Ankerkammer und den linken Pfeiler dieser Brücke. Hier sind je zwei lotrecht übereinanderliegende Tragketten angeordnet. Diese liegen mit den Versteifungsträgern in einer Ebene und haben einen Abstand von 20 m v. M. z. M. Die einzelnen Kettenbleche und Gelenkbolzen bestehen aus gewalztem bzw. geschmiedetem Stahl. Für diesen war eine Zerreißfestigkeit von 5000—5500 kg/qcm

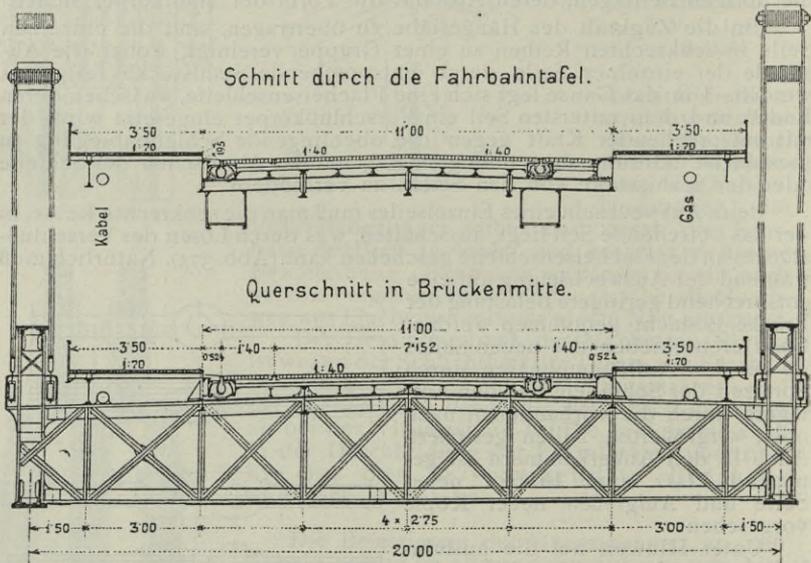


Abb. 376. Querschnitt der Elisabeth-Brücke in Budapest. (D. B. Z. 1904 S. 151.)

bei mindestens 20% Dehnung verlangt. Die zugelassene Beanspruchung beträgt 1400 kg/qcm für die Kettenbleche, 850 kg/qcm für die Stahlbolzen auf Abscheren, 1500 kg/qcm desgl. bei Beanspruchung auf Biegung, 2200 kg/qcm für den Lochleibungsdruck.

In den Abb. 3 und 4 ist die Endverankerung und die obere Lagerung der Ketten zur Darstellung gebracht, die gleichzeitig auch die Ausbildung der Ketten erkennen lassen, auf deren Ausführung ganz besondere Sorgfalt zu verwenden war. Jedes Kettenglied besteht aus abwechselnd 19 und 20 senkrecht nebeneinander liegenden Einzelstäben von 500 mm Breite bei 25 mm Stärke und Längen bis zu 14,61 m v. M. z. M. Gelenkbolzen. Diese haben 320 mm Durchmesser. Die Löcher für diese Bolzen sind, um einen genauen Anschluß zu ermöglichen, für alle in einem Punkte vereinigten Kettenglieder (38—44 an der Zahl) gemeinsam auf den planmäßigen Durchmesser gebohrt. Die Bohrlöcher durften nur

¹⁾ Vergl. Deutsche Bauztg. 1904, S. 149 u. ff.

1 mm größer sein als die Durchmesser der Bolzen, die nur eine größte Abweichung bis zu 0,5 mm zeigen durften. In der Länge der Kettenglieder, v. M. z. M. Bolzen, war bei + 10° C. höchstens eine Abweichung von 3 mm gestattet. Für die halbe Kettenlänge in der Mittelöffnung vom Aufhängepunkt bis zur Mitte durfte diese Abweichung nicht mehr als 40 mm betragen, während die Gesamtlänge natürlich mit der planmäßigen übereinstimmen mußte. Die Kettenbleche mußten ferner ganz genau gerade gerichtet werden. Die Form der Kettenglieder wurde, wie anfangs schon erwähnt, durch Ausschneiden und Fräsen aus dem vollen Bleche hergestellt. Die geradlinigen Seitenflächen wurden außerdem noch behobelt. Im ganzen enthält die Kette 4094 Stück Kettenbleche, deren längstes 1642 kg wiegt.

Die Glieder der beiden Ketten, die lotrecht übereinander liegen, laufen, wie schon erwähnt, bis zum Eintritt in den geneigten Ankerschacht durchweg parallel. Dort sind sie durch eine Querverbindung zusammengefaßt und gehen dann bis auf 2,64 m schräg auseinander, um Raum zu schaffen für die Verankerung am unteren Ende, (vergl. Abb. 3). Die Enden der Kette, zwischen deren Glieder Füllbleche eingeschoben sind, werden umfaßt von zwei Ankerträgern aus geschmiedetem Stahl, die sich an ihren Enden auf von Stahlschuhen getragene Kippflächen stützen. Durch eingeschobene Stahlkeile ist eine genaue Einstellung möglich. Die Stahlschuhe schließlich geben den Zug der Kette auf die Druckverteilungsquader ab.

Etwas verwickelter gestaltet sich die obere Aufhängung an den Portalständern, (vergl. Abb. 4). Die Aufhängung wird durch besondere kurze Kettenglieder gebildet, die an zwei Stahlbolzen von je 500 mm Durchmesser angreifen. Diese sind in dem verstärkten Portalkopfe gelagert. Die Anschlußketten erhalten noch eine Stütze durch seitlich umfassende Schienen, die mit den Portalständern drehbar verbunden sind (s. Schnitt A—B). Die eigentliche Kette greift an den kurzen Aufhängeketten nicht mit einem einfachen Gelenkbolzen, sondern mit einem Doppelkippbolzen an. Der genaue Einbau erfolgt durch Keile, die durch die genannten Stützschiene hindurchgehen und mit Schrauben entsprechend angezogen werden können.

Die Aufhängung der Versteifungsträger an den Ketten zeigt Abb. 5. An jedem Gelenkbolzen der Kette fassen beiderseits je zwei L-Eisen an, die über dem Obergurt des Versteifungsträgers in ein mit je zwei seitlichen Oesen versehenes Blech auslaufen. Durch diese sind Hängestangen (im ganzen also vier) gesteckt, die am unteren Ende durch die Oesen eines zweiten Bleches hindurchgehen, das mittels Winkeln mit den Pfosten des Versteifungsträgers verbunden ist. Durch die Schraubenmutter der Hängestangen ist eine genaue Nachstellung der Aufhängungslängen möglich, ohne die seitliche Biegsamkeit zu hemmen.

In Abb. 6 auf Tafel IX ist schließlich noch die Endauflagerung des Versteifungsträgers an den Widerlagern dargestellt. Sie muß einerseits die Trägerenden in der genauen Höhenlage festhalten, andererseits eine Längsbewegung gestatten. Deshalb ist der Endpunkt auf einer Pendelstütze gelagert, die den Träger mit Gelenkbolzen umfassend nach unten verankert. Diese Ankerstütze überträgt durch einen unteren Kippbolzen abwärts gerichteten Druck auf das Auflager. Um aufwärts gerichteten Kräften entgegenzuwirken, sind mit der Pendelstütze am Fuß zwei Querträger verbunden, die mit ihren Enden unter die Decke der Ankerkammer greifen. Durch eingeschobene, mit Keilen ausgestattete obere Lager ist eine genaue Höheneinstellung erreicht.

e. Tafel X Die Kaiserbrücke in Breslau.) Das jüngste Beispiel für eine Hängebrücke ist die im Oktober 1910 vollendete Kaiserbrücke

1) Die Angaben und Zeichnungen sind dem Verfasser durch das Stadtbauamt in Breslau und die Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. S. in dankenswerter Weise zur Verfügung gestellt.

über die Oder in Breslau. Sie ist als versteifte Hängebrücke ausgeführt und zwar ist die Kette als Bandgurt, durch flach liegende, also sehr biegsame Blechplatten gebildet. Sie ist eine der größten in Deutschland und weist in ihrer Durchbildung lehrreiche Neuerungen auf, weshalb auch auf die Einzelheiten in Folgendem näher eingegangen werden soll.

Abb. 1 und 2 zeigen Ansicht und Grundriß des Tragwerkes, das eine 18^m breite Straßenfahrbahn zwischen den Hauptträgern aufnimmt. Die Spannweite der also außerhalb der Geländer liegenden beiden Tragketten ist 126,6^m v. M. z. M. der Kettenpfeiler, der Durchhang ist 13,92^m,

sodaß das Verhältnis von Pfeilhöhe zur Weite rd. $\frac{1}{9}$ ist. Die Rückhalt-

ketten sind geradlinig unter einer Neigung von 0,7 abwärtsgeführt und in 23,45^m Entfernung von Kettenpfeilermitte nach einer Umlenkung noch rd. 8,5^m senkrecht in dem Rückhaltmauerwerk verankert. Achse der Tragkette und Achse der Versteifungsträger liegen 550^{mm} von einander, um bequeme Anschlüsse zwischen Hängestange und Versteifungsträger zu ermöglichen. Dieser hat eine Stützweite von 114^m bei einer Höhe von

3^m, also ein Verhältnis $\frac{h}{l} = \frac{1}{38}$. Für die Gestaltung und Lagerung der

Kettenpfeiler ist also eine Zugabe der Kettenspannweite von je 6,3^m auf beiden Seiten angeordnet. Jeder Obergurt-Knotenpunkt ist mit der Kette durch eine lotrechte Hängestange verbunden. Von der 18^m breiten Fahrbahn entfallen 11^m auf den Fahrweg und je 3,5^m auf die seitlichen Fußwege. Die Fahrbahn liegt auf Buckelplatten. Außerdem ist zur seitlichen Versteifung noch ein Flachverband unter der Fahrbahn angeordnet mit Kreuzen über je zwei Felder, der zugleich als Windverband dient.

In Abb. 3a und b Tafel X ist die Tragkette zwischen den Knotenpunkten 1 und 3, also nahe dem Kettenpfeiler zur Darstellung gebracht. Hierzu sei bemerkt, daß in dem ursprünglichen Entwurf die Kette als genieteter Kastengurt mit fest eingenieteten Hängestangen ausgebildet war. Dieser Querschnitt genügte aber nicht, da nur eine geringe Spannung zugelassen war und infolge der starken Formänderungen bei wechselnder Belastung, insbesondere aber bei wechselnder Temperatur, erhebliche Zusatzspannungen auftraten. Eine Verstärkung des Kasten-Querschnittes führte natürlich nicht zum Ziele, da dabei die Steifigkeit des Gurtes und somit die Zusatzspannungen wuchsen. Von der ausführenden Firma Beuchelt & Co. in Grünberg i. Schl. wurde deshalb der ausgeführte Bandquerschnitt (Abb. 4) vorgeschlagen. Er besteht aus

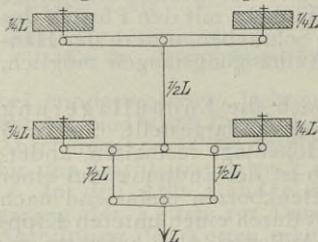


Abb. 377. Gleichmäßige Verteilung der Last auf die vierteilige Kette.

vier einzelnen Bandgurten, von denen jeder aus sechs Flachblechen 580 · 17^{mm} zusammengesetzt ist, sodaß der Gesamtquerschnitt einer Kette rd. 2366^{qcm} Fläche und nach Abzug von je vier Nietstärken von 2,6^{cm} einen Nutzquerschnitt von 1942^{qcm} hat. Der Nietabzug ist allerdings groß, nämlich rd. 18^o/₁₀₀. In den Stäben neben den Kettenpfeilern ist dieser Querschnitt noch durch acht Flacheisen 170 · 17 verstärkt, womit der Nutzquerschnitt auf 2103^{qcm} steigt.

Die vier einzelnen Bänder liegen zu zweien in 780^{mm} Entfernung neben- und rd. 600^{mm} untereinander. Das letzte Maß unterliegt kleinen Schwankungen, da die lotrechte Entfernung der Bänder zu 646,2^{mm} festgelegt wurde, die Entfernung also entsprechend der Kettenneigung verschieden wird.

Die gleichmäßige Verteilung der Zugstangeneast auf diese vier Bänder ist durch eine eigenartige Anordnung bewirkt (Abbildg. 4). Die Text-Abb. 377 zeigt schematisch die Verteilung der Last auf die vier Hängebänder. Die Gelenke sind durch Bolzen gebildet, die wagrechten

Tragbalken aus Doppelblechen, die senkrechten Hängestäbe aus Augenstäben. Bei der Berechnung dieser Aufhängung wurde für Flußeisen eine Beanspruchung von 1000 kg/qcm und für Flußstahl 1400 kg/qcm zugelassen. In den Augenstäben ist der Querschnitt um 50% und in den Augen selber sogar um 70% vergrößert. In die aus vier Winkeleisen $90 \cdot 90 \cdot 13$ bestehende Hängestange ist ein 47 mm starkes Flußstahl-Formstück eingienietet, das im oberen Teil eine Öffnung für einen 86 mm Bolzen I enthält, bei einem äußeren Durchmesser des Auges von 230 mm . Auf jeder Seite dieses Formstückes liegt eine 30 mm starke Platte, die durch vier Stehbolzen fest miteinander verbunden sind. In einem Abstände von 195 mm auf jeder Seite des Mittelbolzens befindet sich ein Bolzen II von 68 mm Durchm., die durch kurze Hängeglieder H und Bolzen III von 68 mm Durchm. in zwei Blechen von je 30 mm Stärke befestigt sind. Diese Bleche sind in der Mitte durch Ueberblattung geteilt (s. Abb. 4 Schnitt a—b) und durch einen Bolzen IV gelenkig miteinander verbunden (s. Abb. 377). Sie enthalten in 390 mm Entfernung zwei Bolzen VI von je 54 mm Durchm., welche durch die Augen von 57 mm starken senkrechten Bolzen gesteckt sind. Oben lagern diese Bolzen mittels Muttern auf den Bandgurten und zwar derart verbunden, daß eine kleine Beweglichkeit möglich ist, wozu Unterlagplatten S dienen, die auf dem Gurt befestigt und durch eine dünne Zwischenlage von Weichblei vor Verrückungen gesichert sind. Zwischen Mutter und Unterlagplatte liegt ein rd. 50 mm starkes Zwischenstück Z , das unten in der Längsrichtung der Brücke, oben in der Querrichtung abgerundet ist, sodaß der Hängebolzen durch die elastischen Formänderungen der Brücke keine Biegungsspannungen erhält. So wird die Kraft aus der Hängestange gleichmäßig auf die beiden unteren Flacheisen-Gurte der Kette übertragen. Für die beiden oberen erfolgt die Uebertragung in gleicher Weise durch Hängebolzen nach einem oberen Tragbalken. Beide Tragbalken sind durch eine Hängestange von $180 \cdot 48 \text{ mm}$ mit einander gelenkartig verbunden. Der Schnitt a—b, Abb. 4, zeigt noch, daß die Bolzen durch aufgezoogene Ringe am Herausfallen gehindert sind.

Die Stöße der Bleche in den Hängebändern sind, wie die Abb. 3a und b zeigt, als Gesamtstöße so angeordnet, daß die Platten stumpf vor einander gestoßen und die Laschen seitlich darauf gelegt werden können, wie schon in den früheren Beispielen des öfteren gezeigt worden ist.

Abb. 5a und b zeigt das obere Ende der Rückhaltkette, die von dem Lager auf dem Kettenpfeiler bis zur Umlenkung vor der Verankerung in gerader Linie geführt ist. Der Querschnitt besteht wegen der größeren Spannkraft aus vier Bändern, deren Querschnitt aus je sechs Blechen $650 \cdot 17$ und zwei Flacheisen $250 \cdot 17$ gebildet wird. Der gesamte Querschnitt hat hier also eine Fläche von rd. 2992 qcm ohne Nietabzug und 2497 qcm Nutzquerschnitt, sodaß hier der Nietverlust noch $16,5\%$ beträgt. Da die Rückhaltkette in einer Geraden geführt worden ist, sind je zwei übereinander liegende Bänder durch ein gleichseitiges Strebenfachwerk mit einander zu einem Fachwerkträger verbunden, der das Eigengewicht ohne sichtbare Durchbiegung zu tragen vermag. Die Ausfachung ist in der Weise hergestellt, daß je zwei Winkeleisen $150 \cdot 100 \cdot 12$ mit den breiten Schenkeln zusammen und mit den schmalen an die Gurte genietet sind und so die Knotenbleche bilden, an welche die Schrägen, aus zwei Winkeleisen $80 \cdot 40 \cdot 10$ bestehend, mit je zwei Nieten befestigt sind. Die Entfernung von zwei übereinander liegenden Gurten ist überall 600 mm . An den Stoßstellen sind die Flacheisen $250 \cdot 17$ fortgefallen und dafür Decklaschen $650 \cdot 23 \text{ mm}$ verwendet.

Ganz besondere Sorgfalt ist auf die Verankerung der Ketten verwendet, durch deren Ende in kreuzförmigem Querschnitt eine Zugkraft von rd. 2500 t wirkt, welche mittels vier Lagerböcken auf die Decken der Ankerkammer übertragen werden (Abb. 6a—d). Der Anker-Querschnitt besteht hier auch aus vier Bändern von je sechs Platten $695 \cdot 17$. Die nebeneinander liegenden haben nur 10 mm lichten Abstand und sind durch

zwei Flacheisen $300 \cdot 12$ mit einander verbunden, auf die äußeren Ränder sind beiderseits Flacheisen $160 \cdot 12$ gelegt. So entstehen zwei parallele Stränge, die einen Mittelabstand von 600mm haben, während ihre gesamte Breite 1400mm beträgt (s. Abb. 6 Querschnitt e-f). Die Abb. 6a u. b zeigen das Ankerende in zwei Ansichten und lassen die Art der Uebertragung der Kräfte auf das Ankermauerwerk deutlich erkennen. Auf die Flacheisenstränge sind auf jeder Seite je zwei Paar Winkeleisen $150 \cdot 150 \cdot 16$ auf eine Länge von rd. $4,6\text{m}$ so aufgenietet, daß die lichte Entfernung der abstehenden Schenkel 60mm beträgt. Die sechs Platten $695 \cdot 17$ sind auf 60mm ausgefräst, wodurch ein durch die Bänder und zwischen obige Winkeleisen gehender Schlitz entsteht zum Durchstecken von vier zusammengenieteten Platten von je 15mm Stärke. Diese sind mit dem Winkeleisen vernietet und verbreitern sich zunächst auf 1900mm und 1330mm von dem unteren Ende nochmals durch einen unter $1:7$ geneigten Absatz auf 3100mm . Sie sind mittels Winkeleisen gesäumt. Die beiden so entstandenen Konsolen werden quer durch Flachbleche $300 \cdot 15$ an den Enden mit einander verbunden und durch Winkeleisen versteift. So entsteht die Kreuzform des Ankerendes. Die vier unter $1:7$ geneigten Absätze erhalten zur Vergrößerung ihrer Oberfläche noch seitlich Winkeleisen $150 \cdot 150 \cdot 16$ zwecks Aufnahme der Stahlgußplatten. Diese übertragen mittels gewölbter Anliegeflächen die Ankerkräfte auf die oben erwähnten Lagerböcke. Rechtwinklig zu diesen Konsolen sind ebenfalls zwei Auskragungen dadurch hergestellt, daß in $1,88\text{m}$ von Unterkante des Ankerendes zwei, und 450mm tiefer wiederum zwei Bleche des Bandes fortgelassen und dafür ebenso starke Bleche eingefügt sind, die sich zu Konsolen für die Stahlgußplatten verbreitern. Die vier Bleche der beiden Konsolformen ragen 15mm über die Winkel hinaus, die Auflagerplatten haben eine entsprechende Aussparung, sodaß die Ankerkräfte nur an dieser Stelle zentrisch übertragen werden können. An der höchsten Stelle in der Mitte ist ein 50mm starker Stift eingelassen, der mit seinem konischen Ende in eine Vertiefung in den Ankerbock hineinreicht und diesen an Verrückungen verhindert.

Die Gußstahl-Ankerböcke selber sind 2100mm lang, 700mm breit. Ihr Querschnitt ist I-förmig, mit einer Stegstärke von 60mm , der gleichen Oberflächstärke und 55mm Stärke des Unterflansches, der 400mm breit ist. Die Flansche sind in Entfernungen von 160 — 180mm durch 40mm starke Rippen gegen einander abgesteift, sodaß ein biegungfester Körper entsteht, wie Abb. 6a—c und e zeigen. Diese Böcke sind unter $1:7$ nach außen geneigt und stemmen sich gegen das über ihnen befindliche Verankerungsmauerwerk. Für die Aufstellung sind in einigen Rippen Löcher l vorgesehen, damit diese Stahlgußkörper in ihrer Lage genau festgehalten werden können, solange das Mauerwerk noch unvollendet ist. Die Rückhaltkette gibt also ihre Kraft durch die in Kreuzform angeordneten Konsolen auf die Stahlgußlagerkörper gleichmäßig und auf die gesamte Auflagerfläche ab, sodaß Nebenspannungen aus Biegung nach Möglichkeit vermieden werden, die Ausführung sich also den Grundlagen der statischen Berechnung so weit als möglich anschließt. Zugleich hat diese Verankerung den Vorteil, daß sie zu jeder Zeit ohne Schwierigkeiten einer genauen Prüfung unterzogen werden kann.

Besonders lehrreich ist ferner die Ausbildung der Lager auf dem Kettenpfeiler (Abb. 7a bis f) und an der Umlenkung der Rückhaltkette. Bei ihren großen Abmessungen — das Lager auf dem Kettenpfeiler hat eine gesamte Höhe von rd. $3,15\text{m}$ — waren gegen die Verwendung von Flußstahlguß Bedenken erhoben, weil berechtigte Zweifel an der Herstellung eines tadellosen Gusses gehegt wurden. Die Ausbildung der Lagerkörper war deshalb in Flußeisen vorgesehen, doch erwies sich dies als unmöglich, da bei den knappen Längen die zur Verbindung der einzelnen Teile erforderlichen Niete nicht untergebracht werden konnten. Die ausführende Firma schlug deshalb vor, die großen Stücke aus einzelnen gut

herstellbaren Teilen zusammensetzen und mittels kräftiger Schrauben zu einem Ganzen zu verbinden. Jedes der Auflager besteht aus vier Hauptgruppen von Teilen. Die Grundplatte (Abb. 7c und d) besteht bei einer Länge von 2,3^m und einer Breite von 2^m und 70^{mm} Stärke aus zwei Teilen. Auf der glatten Oberfläche des unteren Stückes liegt eine 60^{mm} starke Gleitplatte. Die Grundplatte hat in Längs- und Querrichtung auf jeder Seite je ein Paar Ansätze *a* und *b*. Zwischen die in der Längsrichtung sitzenden *a* paßt die auch an den Seiten bearbeitete Gleitplatte genau hinein, ihre Ein- und Feststellung in der Längsrichtung erfolgt durch zwei Paar Keile *k*, die durch Schraubenschlösser beliebig angezogen werden können (Abb. 7c). Diese Vorrichtung hat den Zweck, die auf der Platte stehenden Pendel unter der vollen Eigengewichtsbelastung einstellen zu können. Es ist gelungen, die Pendel auf der mit Paraffin geschmierter Gleitplatte unter einem Auflagerdruck von 1650^t ohne Schwierigkeiten einzustellen. (Geschützt der Firma Beuchelt & Co. in Grünberg, durch D. R. G. M.) In der Mitte der Seiten befinden sich Ausschnitte in der Gleitplatte, in die das mittlere Pendel mit entsprechend gearbeiteten Ansätzen hineinpaßt (Abb. 7a). Auf der so gebauten Unterlage stehen sieben Pendel von 700^{mm} Höhe und 260^{mm} Breite. Ihr Mittenabstand ist 300^{mm}. Sie sind durch zwei Rahmen aus Flacheisen 120 · 30, mit 40^{mm} starken Schrauben mit einander verbunden; die Entfernung der Rahmenmitten von einander beträgt rd. 290^{mm}. Die trapezförmige Ausführung der Pendel zeigen die Abb. 7e und f. Ihre untere Auflagerbreite ist 1650, die obere 1500^{mm}. Sie sind aufgelöst in Rippen, deren Breite 200^{mm} und Stärke 40^{mm} betragen. Das mittlere Pendel hat oben und unten seitlich eingelassene Flacheisen 120 · 30^{mm}, die in Ausschnitte der Grundplatte und des Zwischenstückes fassen und die Pendel zwingen, zwischen den Lagerteilen zu rollen und nicht zu gleiten.

Das Zwischenstück besteht aus vier Teilen und wird mit 14 Schrauben von 38^{mm} Durchmesser zusammengehalten. Jeder Teil hat **I**-förmigen Querschnitt, Abb. 7b, dessen Unterflansch rd. 75^{mm}, Oberflansch und Steg 60^{mm} stark sind. Der Oberflansch ist in der Mitte so verstärkt, daß er die für die Linienauflagerung eingesetzte Stahlplatte *p* von 200 · 80^{mm} in sich aufnehmen kann, sodaß ihre in Brückenlängsrichtung gewölbte Oberfläche mit dem Zwischenstück abschließt. Die Stahlplatte *p* ist 1500^{mm} lang und besteht nur aus einem Stück. Die vierte Gruppe des Auflagers, das Kopfstück, besteht nach Abb. 7a aus einer Deckplatte *d*, einer Zwischenplatte *e* und einer Kipplatte *f*, die je wieder aus mehreren Gußstücken zusammengesetzt sind. Die Kipplatte *f* besteht aus vier **I**-förmigen, durch 40^{mm} starke Rippen versteiften Stahlgußteilen, die überall eine Wandstärke von 60^{mm} zeigen und in der gleichen Weise, wie für das Zwischenstück beschrieben, miteinander verbunden sind. Auch die eingesetzte Stahlplatte ist genau wie in dem darunterliegenden Stück ausgebildet und mit dessen Stahlplatte durch 40^{mm} starke Dübelstifte verbunden. Die Zwischenplatte ist mit 40^{mm} starken Flanschen und Stegen ebenfalls aus vier **I**-förmigen Stücken zusammengesetzt, während die Deckplatte aus zwei Teilen in der Längsrichtung der Brücke besteht. Zwischen diesen drei Teilen des Kopfstückes sind nun die Bänder der Kette gelagert. Wie Abb. 7a und b deutlich zeigen, sind zu diesem Zwecke in der Mitte und an den Außenkanten 25^{mm} starke Flacheisen aufgeschraubt, die seitliche Verrückungen verhindern, während zur Sicherung der Lage in der Längsrichtung eine 2^{mm} dicke Bleiplatte zwischen Lagerkörper und Kettenband eingeschoben ist und die einzelnen Platten durch 32^{mm} starke Schrauben fest zusammengepreßt werden. In der Abb. 7 ist das Lager auf dem Kettenpfeiler dargestellt. Das Lager an der Umlenkung der Rückhaltkette unterscheidet sich von diesem nur durch die Symmetrie des Kopfstückes, während das auf dem Pfeiler entsprechend der Linienführung des Kettenbandes unsymmetrisch sein mußte. (Vergl. auch das einpunktete Lager in Abb. 5.)

Eine beachtenswerte Lösung nach dem Prinzip der Abb. 378 hat die Verankerung der Versteifungsträger beziehungsweise deren negatives Auflager gefunden, das in den Abb. 8a—c und 9a—e zur Darstellung gelangt ist.

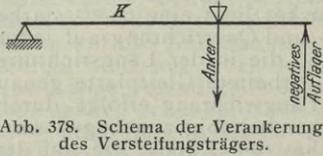


Abb. 378. Schema der Verankerung des Versteifungsträgers.

Der größte Zug im Auflager beträgt rd. 80 t. Um diesen auf die Verankerung übertragen zu können, ist in den Endpfosten ein Gleitlager eingebaut, das den Druck nach oben auf einen Kragbalken überträgt. Die Verankerung besteht in einer Schraube von 130 mm äußerem und 115,19 mm Kerndurchmesser, sodaß die Beanspruchung nur rund 770 kg/qcm erreicht. Die Verteilung des

Ankerzuges auf das Mauerwerk zeigen die Abb. 8b und 9e. Der Anker ist durch eine Flußstahlplatte gesteckt und mit einer nach einem Halbmesser von 250 mm kugelig bearbeiteten Mutter festgehalten. In ähnlicher Weise liegt zwischen dem Ankerbalken und der oberen Mutter ein in Trägerlängsrichtung gewölbtes Stück von 120 mm Stärke. Dadurch wird

eine genaue zentrische Beanspruchung des Ankers gewährleistet. Um den Anker vor Verdrehungen zu bewahren, ist unmittelbar über die untere Platte ein Vierkant warm aufgezogen, das sich gegen Knaggen legt, die an die Traverse gegossen sind. Von diesen verteilt sich durch zwei Verteilungsträger I N. P. 36 von 2,5 m Länge auf einen Trägerrost aus 16 U N. P. 10, die zu je zwei mit Haken-schrauben befestigt sind. Der Kragbalken (Abb. 8a u. c) ist auch seitlich fest eingespannt, um den Reibungsangriffen sowohl in der Längs- wie auch in der Querrichtung Widerstand

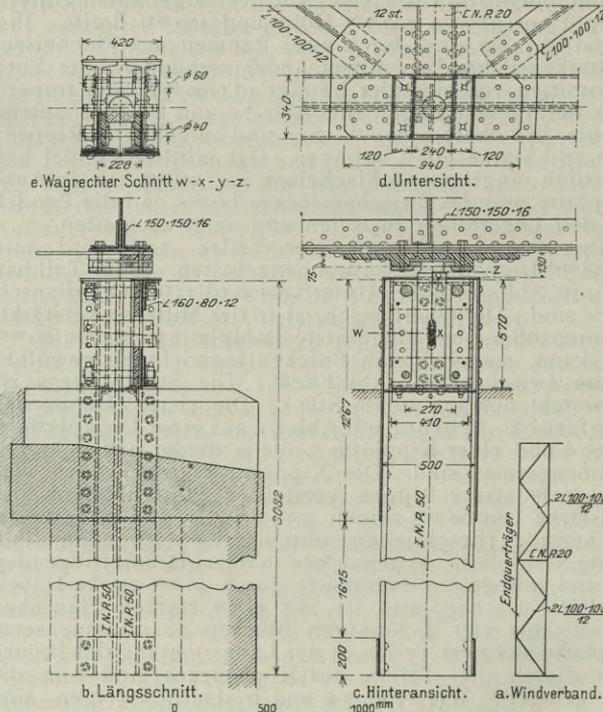


Abb. 379 a—e. Lagerung und Verankerung des Windverbandes. Kaiserbrücke in Breslau.

zu bieten, das positive Lager unter dem Versteifungsträger (Abb. 8a u. 9c) führt auch Bewegungen nach beiden Richtungen aus. Gegen die in der Längsrichtung wirkende Kraft wird der Ankerträger im Mauerwerk in der durch Abb. 8a und b dargestellten Weise gesichert.

Die in der Querrichtung wirkenden Kräfte, die einen Wert von rd. 31 t erreichen, werden durch die in Abb. 8c u. 9a veranschaulichten Stützlager aufgenommen. Der Ankerbalken selber hat I-förmigen Querschnitt aus

Flußstahlguß mit 50^{mm} starken Flanschen, Stegen und Versteifungsrippen. Seine genauen Abmessungen wie auch seine Stützung im Versteifungsträger und Mauerwerk sind aus der Abb. 8c zu ersehen.

Die Lagerung und Verankerung des Windverbandes ist in der Text-Abb. 379a—e dargestellt. Das Lager befindet sich in der Mitte des Endquerträgers und besteht aus einer unter dem Untergurt befestigten Stahlguß-Platte, die durch zwei Ansätze eine Führung in der Längsrichtung der Brücke erhält. In diese Führung faßt ein Zapfen von 120^{mm} Durchmesser mit einer ihn umfaßenden vierkantigen Platte von 30^{mm} Stärke. Durch zwei aufgeschraubte Leisten von 120^{mm} Breite ist diese Vierkantplatte so geführt, daß sie Kräfte quer zur Richtung der Brücke auf den Zapfen überträgt, während sie in der Längsrichtung nur den Reibungswiderstand zu überwinden hat, die Brücke sich also in der Längsrichtung frei bewegen kann. Der Auflagerdruck aus Wind beträgt rd. 53^t. Der ihn aufnehmende Zapfen aus geschmiedetem Stahl geht in ein Vierkant von 150×150^{mm} über. Die Befestigung dieses Zapfens ist durch zwei I-Eisen N. P. 50 bewirkt, die rd. 2,5^m in den Auflagerstein eingelassen sind. An ihrem unteren Ende sind sie durch Flach-eisen 200.13 verbunden, während das obere Ende auf rd. 1,67^m ganz mit einer 13^{mm} starken Platte zusammengenietet ist. In dem über das Mauerwerk hinausragenden Teile ist ein Stahlgußkörper untergebracht, in den das Auflagervierkant geführt wird und mittels zweier Keile eingestellt werden kann (Abb. 379b u. c). Die Einzelheiten sind aus den Zeichnungen gut zu ersehen.

Vorstehend aufgeführte Einzelheiten sind besonders auch deshalb lehrreich, weil sie dartun, wie den Anforderungen der Statik in bestimmten Aufgaben der Herstellungstechnik des Eisenbaues in weiterem Maße nachzukommen ist. Der hier beschrittene Weg erhöht zwar die Herstellungskosten, vermeidet aber einen beträchtlichen Teil von Ueberspannungen, was einer Verminderung an Eisenbedarf gleichzusetzen ist. Von dem Urheber dieser Neuerungen, dem verdienstvollen Ober-Ingenieur des Eisenwerkes Beuchelt & Co. in Grünberg, Reg.-Baumeister Thomas, sind auch noch neuerdings ihm patentrechtlich geschützte, namentlich für Hängebrücken geeignete Vorschläge gemacht, die nachstehend kurz erläutert werden sollen:

Die Entlastung von Hauptträgern durch Kette oder Kabel, die an ihrem Ende durch angehängte Gewichte in Spannung versetzt sind, bietet wegen der erforderlichen großen Gewichte große Schwierigkeiten. Thomas schlägt hierfür Differenzialrollen vor, welche nur kleine Spanngewichte erfordern. Drei konzentrische Rollen mit den Halbmessern r , R und C sind nach Abb. 380 fest miteinander verbunden. Auf ihnen wickeln sich Ketten Q , S , G auf und ab, G auf der entgegengesetzten Seite wie Q und S . Die Spannkräfte sind dann $Q = G \frac{R+C}{R-r}$ und $S = G \frac{r+C}{R-r}$.

Die Wirkung des Gewichtes G auf Q und S wird durch die Spannvorrichtung im Verhältnis von Summe zu Differenz der Rollenhalbmesser vergrößert. Diese Spannvorrichtung ist bei fester Verbindung der Hauptträger mit den Kabeln in der Rückhaltkette angebracht, welcher der Spannkraft S entsprechen würde, Q würde zur Verankerung führen oder

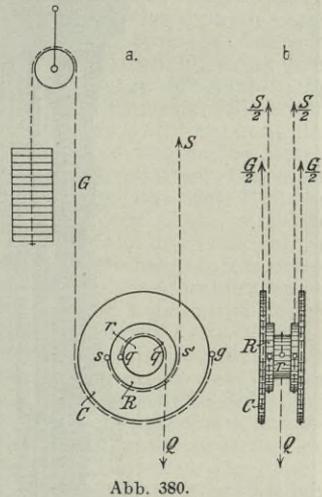


Abb. 380.

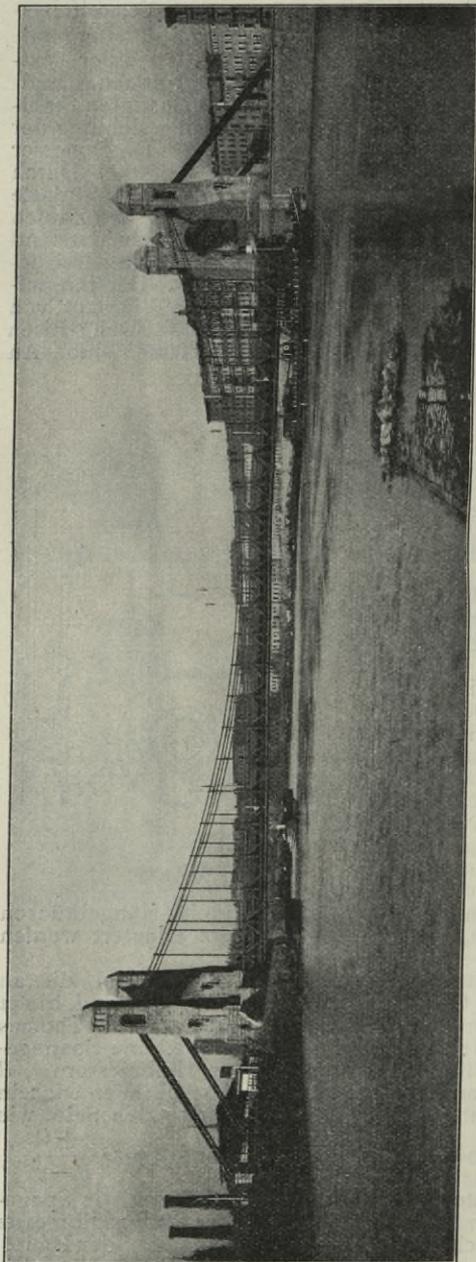


Abb. 381. Gesamt-Ansicht der Kaiser Wilhelm-Brücke in Breslau.
(Versteifte Kettenbrücke, eröffnet Oktober 1910.)

bei fester Verankerung der Rückhaltkette zur Spannung der Hängestange benutzt. Hat nun bei der gewöhnlichen Hängebrücke Kabel oder Kette außer dem Eigengewicht die Verkehrslast zu tragen, während der Versteifungsträger nur zur gleichmäßigen Verteilung der Verkehrslast bei einseitiger Belastung dient und bei gleichmäßiger Vollbelastung nicht beansprucht wird, so erhalten bei Brücken mit Entlastungskabeln sowohl Kabel als auch Versteifungsträger bei Vollbelastung, also gleichzeitig ihre größte Beanspruchung. Das Kabel trägt dann im wesentlichen nur das Eigengewicht und die Versteifungsträger im wesentlichen die Verkehrslast. Kabel oder Kette werden mithin leichter beansprucht. Sie selbst, Pylonen, Verankerungen und Hängestangen fallen erheblich leichter aus. Wegen des ungünstigen Einflusses der Wärmeschwankungen und der Verlängerung der Kabel unter der Verkehrslast darf man die Versteifungsträger nicht zu hoch wählen, etwa $\frac{1}{60}$ der Spannweite. Bei der auf S. 314 dargestellten Manhattan-Brücke in New York beträgt dieses Verhältnis

$$\frac{7,32 \text{ m}}{446,5 \text{ m}} = \frac{1}{61}$$

Bei entlasteten Brücken fällt dieser Einfluß fort, also kann jedes beliebige Verhältnis

gewählt werden. Nach Angaben und Berechnungen von Thomas fallen auch die Versteifungsträger leichter aus, da außer der obengenannten Rücksichtnahme auf die Höhe, der Vorzeichenwechsel in den Spannungen, der schädliche Einfluß der Wärmeschwankungen, als auch der Umstand, daß die Biegemomente an zwei Stellen (in den Viertelspunkten) ihren Größtwert erhalten, in Fortfall kommen. Er schätzt die Ersparnisse auf 20 bis 30%, die bei mehreren Oeffnungen noch größer werden und empfiehlt die Bauart auch bei kleineren Spannweiten. Bei den größten Spannweiten ist diese Bauart auch ohne Bedenken für Vollbahnbetrieb anzuwenden. Jedenfalls ist hier ein Weg gegeben, den die Praxis hoffentlich bald erprobt, um neue Aufgaben des Brückenbaues zu lösen.

In Abb. 381 geben wir ein Bild der fertigen Kaiser Wilhelm-Brücke in Breslau wieder.

c. Fachwerk-Hängebrücken.

Die Fachwerk-Hängebrücken stellen Fachwerkträger dar, welche an den Pylonen aufgehängt sind und gleich umgekehrten Bogenträgern wirken. Bisher wurde diese Trägerart meist mit Mittelgelenk im Ober- oder Untergurt ausgeführt. Vorteilhafter ist es, das Gelenk im Untergurt anzunehmen, da bei dem Gelenk im Obergurt die Fahrbahn unter dem Gelenk unterbrochen werden muß und Schwierigkeiten in der Ausbildung der Fahrbahn und des Windverbandes, dessen Gurtungen ebenfalls unterbrochen sind, entstehen. Im allgemeinen wird man bei Unterbrechung des Obergurtes durch Anordnung eines unteren Gelenkes wegen der Stetigkeit des Verlaufes der Hängegurtung blinde Stäbe einschalten. Um diese Uebelstände zu beseitigen, schlug Köpcke bei dem Bau der Brücke über die Elbe bei Loschwitz, erbaut 1890—93, vor (Abb. 382), die Gurte im Scheitelgelenk zusammenzuführen, und die dann noch mangelnde Versteifung des Gelenkes durch Anbringung eines Versteifungsgurtes zu bewirken, der über den Hängegurten nächst den Scheitelpunkten angeordnet ist. Auch ersetzte er die Bolzengelenke durch sogenannte Feder-gelenke, welche derart beschaffen sind, daß sie sowohl die Normal-Spannung des Hängegurtes übertragen, als auch den durch die Brückenlast erzeugten Querkraften, sowie den seitlichen Einwirkungen des Windes und dergl. widerstehen können. Außerdem ist eine künstliche Belastung der Anker in den Widerlagern angeordnet, um die wagrechten Schubkräfte auf den Erdboden zu vermeiden und den Hängegurt zu entlasten. Als weitere Neuerung wurde eine feste Verbindung zwischen den Eisen-pfeilern und den Trägerhälften der Hauptöffnung hergestellt, sodaß bei Temperaturänderungen eine Neigung der Pfeiler stattfindet. Die Vorschläge Köpckes haben nur bedingten Wert. In ästhetischer Hinsicht wirkt die Loschwitzer Brücke zu schwer, was durch die durchweg vernieteten schweren Obergurte in Verbindung mit dem ungewöhnlich hohen Pfeilverhältnis von $\frac{1}{6}$ der Spannweite und der unschönen Versteifung des Mittelgelenkes durch aufgelegte Trägerstücke veranlaßt wird.

Der obere Zuggurt hat in der Mittelöffnung die Form einer Hyperbel ($x = 1,871 \sqrt{40y + y^2}$) mit 24 m Pfeilhöhe, in den Seitenöffnungen ist er nach einem Kreisbogen von 375 m Halbmesser schwach gekrümmt. Der Untergurt ist gerade, die Ausfachung ist als doppelte Strebenfüllung mit durchweg geneigten Stäben ausgeführt. Die Querträgerentfernung beträgt 3,86 m, dagegen die Knotenweite der Ausfachung 7,72 m, sodaß hier die zwischen den Knotenpunkten liegenden Querträger durch zum Teil schräge Hängestangen an die Kreuzungspunkte der Streben angeschlossen wurden. Das Füllsystem wirkt in hohem Maße unruhig.

Die Eigentümlichkeit in der Konstruktion der Fahrbahn dieser Brücke wurde bereits im Kapitel über Fahrbahnen mitgeteilt.

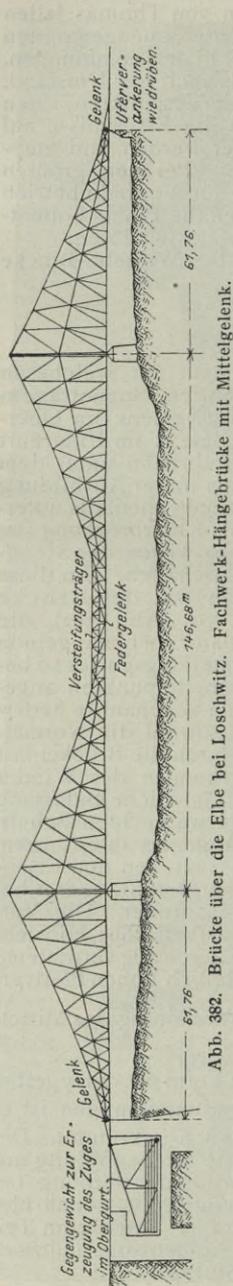


Abb. 382. Brücke über die Elbe bei Loschwitz. Fachwerk-Hängebrücke mit Mittelgelenk.

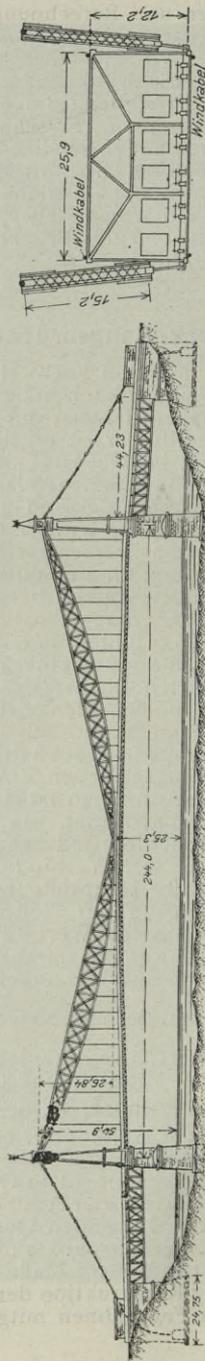


Abb. 383 a-c. Hängebrücke über den Monongahela bei Pittsburgh. Hängebrücke mit Fachwerk-Hängeträgern und drei Gelenken.

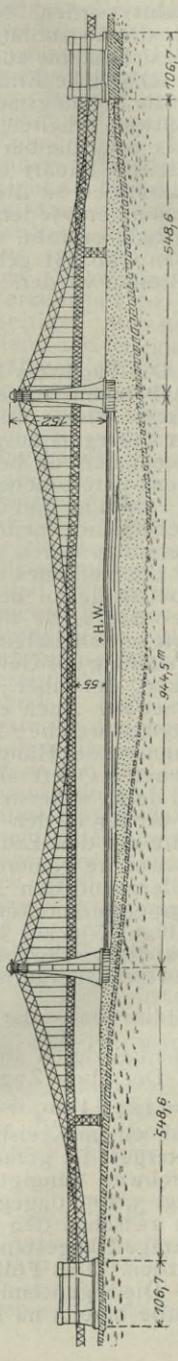


Abb. 384. Lindenthal's Entwurf für die North-River-Brücke in New-York. Hängeträger mit doppelter Kette.

Eine andere Form der Hängebrücke ist die mittels Fachwerkhängeträgern, deren Gurtungen kettenartig gekrümmt sind und so einen Hängeträger bilden, an welchen mittels Hängestangen die Fahrbahn angehängt ist. Eine bedeutende Brücke dieser Bauart ist die über den Monongahela bei Pittsburg (Abb. 383a—c). Die Bauart entspricht einem umgekehrten Dreigelenkbogen mit im Scheitel und an den Auflagerpunkten zusammengeführten Gurtungen. Ihr Untergurt ist nach der Stützlinie des Eigengewichtes geformt, sodaß im unbelasteten Zustande der Brücke die Versteifungskonstruktion keine Beanspruchung erfährt. Die Versteifung besteht aus zwei geraden Pfosten, welche die Obergurte der Träger bilden und in der Mitte untereinander und mit der Kette gelenkig verbunden sind. Bei teilweiser Belastung dieser Brücke wird der Obergurt sowohl auf Zug als auch auf Druck beansprucht. Will man dies vermeiden, so müßte die Krümmung des unteren Gurtes vergrößert und die Stützlinie der totalen Belastung in die Mitte zwischen beide Gurte gelegt werden, eine Bauart, die z. B. in den Seitenöffnungen der 1895 vollendeten Tower-Brücke über die Themse in London zur Anwendung gekommen ist. Hier bildet jeder Träger der beiden Oeffnungen einen umgekehrten sichelförmigen Zweigelenkbogen. Die Pfeilerstützen, an deren Köpfe die Träger mit Gelenkbolzen angeschlossen sind, werden als Pendelstützen ausgebildet.

Zu dieser Brückenart gehört auch der Lindenthal'sche Entwurf der North-River-Brücke in New York, den Abb. 384 zeigt. Er ist nach dem Vorbild der Hängeträger mit doppelten Ketten, die durch Gitterwerk miteinander verbunden und abgesteift sind, erdacht. Die Mittelöffnung ist mit 944 m, die beiden Seitenöffnungen sind mit je 548,6 m vorgesehen zur Ueberführung von acht Eisenbahngleisen. Es handelt sich also um die allergrößten Abmessungen, die bislang bei weitem noch nicht ausgeführt sind. Das Tragwerk besteht aus vier Stahldrahtkabeln, welche paarweise durch Ausfachung zu je einem hängenden Bogenfachwerkträger mit parallelen Gurtungen vereinigt sind. Die Pfeilhöhe der Kabel in der Mitte beträgt 94 m, der lotrechte Abstand der übereinander hängenden Kabel 16,8 m. Jedes Kabel besteht aus einzelnen selbständigen Gliedern, die von Knotenpunkt zu Knotenpunkt reichend, eine Länge von 15,2—16,5 m erhalten und mittels Gelenkbolzen in Verbindung gebracht sind. Je 400—800 Drahtwindungen, welche in ein Bündel vereinigt den 406 mm starken Gelenkbolzen über einen mit Flanschen versehenen Stahlsattel umschlingen, bilden ein Kabelelement, und es sind eine Anzahl solcher Elemente an jeden Gelenkbolzen angeschlossen. Auf diese Weise entsteht eine Kabelkette und es sind drei solcher übereinander hängender Kabelketten zu einem Kabel vereinigt. Die Anzahl der Kabelelemente beträgt in der oberen und unteren Kette in jedem Gliede abwechselnd sieben und acht, in der mittleren Kette neun und zehn. Die Kuppelung der drei Ketten wird durch 13 mm starke Stahlplatten erreicht, welche zwischen den Kabelelementen auf die drei Ketten aufgeschoben sind. Die Ausfachungsstäbe greifen an den mittleren Gelenkbolzen an, doch wird durch die erwähnten Kuppelungsplatten eine Spannungsübertragung auch in die äußersten Kabel erreicht. In einem Kabel sind 16 900—18 400 Drähte von 6,5 mm Dicke mit einem Gesamtquerschnitt von 5742—6290 qcm enthalten.

Die Steifigkeit des Tragwerkes wird durch die Ausfachung zwischen den übereinander liegenden Kabeln erzielt, außerdem ist aber noch ein gerade durchgehender Versteifungsträger angeordnet. Die Ausfachung besteht aus steifen lotrechten Stäben und aus gekreuzten Schrägstäben, die erst eingezogen werden sollen, nachdem die Kabel unter der Eigengewichtslast ihre Gleichgewichtsform angenommen haben. Die Kabel liegen in geneigten Ebenen derart, daß die Aufhängepunkte in den Mittelpfeilern 48 m voneinander abstehen, wogegen sich die beiden Kabelbogen in der Mitte der Spannweite auf 36 m nähern. Sie selbst sind ohne jede

Querverbindung, und es dienen zur Aufnahme der Windkräfte zwei Windstreben-Systeme, die in den Ebenen der Gurtungen der beiden Versteifungsträger angeordnet sind. Die Brückenkabel werden auf den Mittelpfeilern von je zwei Stahltürmen getragen, welche auf gemauerten Pfeilerunterbauten stehen und eine Höhe von rund 160 m über Hochwasser erhalten. Der Ausführung stehen noch erhebliche Schwierigkeiten im Wege.

d. Lagerung und Verankerung.

Die Lagerung der Seile oder Ketten auf den Pfosten oder Pylonen erfolgt jetzt häufig mittels Rollen- oder Stelzenlager und zwar so, daß das Kabel oder die Kette auf eine Lagerplatte gelegt ist und diese auf Walzen, welche durch eine zweite Lagerplatte unterstützt sind, ruht. (Brücke bei Langenargen, Kaiser Wilhelm-Brücke in Breslau, Williamsburg-Brücke). Die Lagerplatte oder der Sattel ist nach einem genügend großen Halbmesser geformt, um das Kabel oder die Kette aufnehmen zu können. Statt der Walzen sind auch Flachwalzen bezw. Stelzen verwendet worden, welchen Vollwalzen aber wegen der Kippgefahr vorzuziehen sind. Die Berechnung solcher Lager erfolgt ebenso wie bei Balkenbrücken.

Um eine gleichmäßige Verteilung des Druckes zu erhalten, muß die Mittelkraft der beiderseitigen Kabel oder Ketten durch die Mitte des Auflagers gehen und zu der Bahn der Walzen oder Pendel senkrecht stehen. Die durch die rollende Reibung erzeugte Horizontalkraft ist klein genug, um vernachlässigt werden zu können. Meist wird die Rückhaltkette über das Endwiderlager in Knicken geführt, wobei in den Knickpunkten ebenfalls Rollenlager angewendet werden.

Statt der Walzenlager kann man auch Pendel anwenden. Der Stützpunkt des Pendels ruht meist auf dem Mauerpfeiler, der Kopfpunkt stützt die Tragketten und ist in der Tangente des Kreises beweglich, dessen Halbmesser gleich der Länge des Stützpendels und dessen Drehpunkt der untere Stützpunkt ist.

Die Lagerung des Pendels kann unten in der üblichen Weise mittels Zapfen oder auf einer Zylinder- oder Kugelfläche eines Lagerstuhles bewirkt werden. Bei der Ausbildung der Verankerung ist vor allem auf ihre Zugänglichkeit Rücksicht zu nehmen. Sie muß unter stetiger Beobachtung stehen.

Ein lehrreiches Beispiel für eine kleinere Anordnung ist die Ausbildung der Auflagerung des Hängegurtes der Mühlentor-Brücke in Lübeck (Abb. 385 und 386 a und b). Um den Hängegurt über den mittleren Auflagern unabhängig von dem Auflager des Versteifungsbalkens zu stützen, hat man eine als Fachwerksäule ausgebildete Pendelsäule angeordnet, die oben das Stahlgußlager des aus Platten von 12 mm Stärke zusammengesetzten Hängegurtes trägt. Unten stützt sich dieser zweiteilig ausgebildete Ständer auf zwei Lager, die auf den zylindrischen Brückenpfeilern ruhen. Zwischen beiden Lagern ist das des Versteifungsbalkens angeordnet. Der größte Druck, der aus dem Hängegurt durch die Pendelsäule übertragen wird, ist rd. 345 t. Wie die Abbildungen zeigen, ist die Zugänglichkeit zu allen Teilen ermöglicht.

Die Verankerung kann bei Felsboden unmittelbar in diesem bewirkt werden, oder durch geeignete Mauermassen erfolgen. Im ersteren Falle sind genügend tiefe Schächte anzuordnen und ist nur gesunder nicht verwitterter Felsen zu fassen. In den meisten Fällen sind Ankerpfeiler zu schaffen. Diese können aus gewölbartigen Konstruktionen bestehen, die sich auf eine bestimmte Länge erstrecken und manchmal Durchfahrtsöffnungen besitzen. Um die Verankerungspfeiler nicht zu weit auszudehnen, sind die Ankerketten nur allmählich an die tiefste Stelle überzuführen,

indem mehrere Knickpunkte mit den vorerwähnten Rollenlagern anzuordnen sind.

Die Widerlager sind sowohl auf Verschiebung als auch auf Kippen zu untersuchen. Es ist ein künstliches Gewicht aus Eisen u. dergl. einzumauern, wie z. B. bei der besprochenen Brücke in Budapest (Elisabeth-Brücke), bezw. in Kammern einzulegen. Die Ankerketten sind an den Enden schließlich durch Ankerplatten bezw. geeignete Trägerkonstruktionen am Mauerwerk festgemacht. Wie bereits erwähnt, müssen alle Eisenteile zugänglich sein. Die verschiedenen Arten von Verankerungen sind bereits in den Beispielen besprochen, worauf hier nochmals hingewiesen wird.

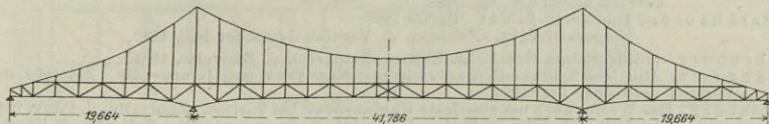


Abb. 385. Tragwerk der Mühlenort-Brücke in Lübeck.

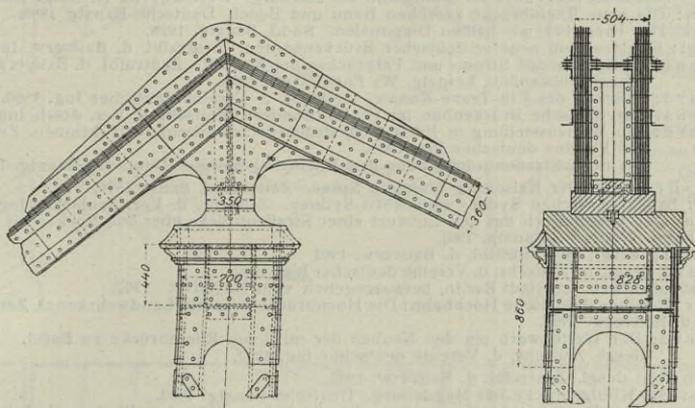


Abb. 386 a. Auflagerung der Kette.

Abb. 386 b.

Aus Z. V. D. I. 1900 S. 772.

Auf S. 308 und 309 finden sich die Lager und Verankerungen der Hängebrücke über die Argen bei Langenargen, bei deren Zwischenlagern die Längsbeweglichkeit fehlt. S. 310 zeigt den Kabelsattel für das Lager auf den Pfeilern der Williamsburg-Brücke mit einer gewaltigen Zahl von Rollen; auch die Verankerung ist angedeutet, während die sehr gut durchdachten Auflager und Verankerungen der Elisabeth-Brücke in Budapest auf Tafel IX und der Kaiser Wilhelm-Brücke in Breslau auf Tafel X mit allen Einzelheiten dargestellt und letztere auf den Seiten 324 bis 326 sich erläutern finden.

Im Uebrigen kann hier auch auf den Abschnitt VII Lager und Gelenke der Hauptträger S. 341 u. f. verwiesen werden, insofern das für Lager und Anker allgemein und theoretisch Vorgeführte sich auch auf Hängebrücken übertragen läßt. Auf S. 349 ist in Abb. 413 noch die Verankerung der beweglichen Auflager oben beschriebener Mühlenort-Brücke in Lübeck dargestellt.

Literaturübersicht.

- Schwedler und Löffler: Der Bau der Eisenbahnbrücke über die Weichsel bei Thorn. Ausgeführt in den Jahren 1870—73. Berlin 1876. Zeitschr. f. Bauw. 1976.
- Schwedler: Die Ueberbrückung des Memeltales bei Tilsit. Berlin, Ernst & Korn. Vergl. Zeitschr. f. Bauw. 1878.
- „ Elbe-Brücke bei Hohnstorf. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1876. Deutsche Bauztg. 1879.
- „ Weichselbrücke bei Graudenz. Zeitschr. f. Bauw. 1882.
- „ Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Hamburg und Harburg. Zeitschr. f. Bauw. 1885.
- „ Ravennaschlucht-Brücke der Höllentalbahn. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Vereins zu Hannover 1888.
- „ Forth-Brücke. Zentralbl. d. Bauverw. 1882. Engineering 1888. Deutsche Bztg. 1889.
- Belelubsky: Ueber eine größere Anzahl von eisernen Brückenbauten in Rußland. Riga'sche Industrie-Zeitung 1888.
- „ Eisenbahnbrücke über den Ulea-Elf bei Uleaborg in Finnland. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1888.
- G. Barkhausen: Die Forth-Brücke. Berlin 1889.
- „ Niagara-Brücke. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1889.
- Pinkenbug: Mühlendamm-Brücke in Berlin. Zentralbl. d. Bauverw. 1894.
- Barkhausen: Die North-River-Brücke zwischen New York und Jersey-City. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1894.
- Landsberg: Der Wettbewerb um eine feste Rheinbrücke bei Worms. Zentralbl. d. Bauw. 1895. Die Tolbiackbrücke in Paris. Zentralbl. d. Bauverw. 1896. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1901.
- Eiselen: Hoch- und Untergrundbahn Berlin, Haltestelle Prinzenstraße. Deutsche Bztg. 1897.
- „ „ „ Normalviadukte. Deutsche Bztg. 1897 u. 1901.
- „ „ „ Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg. Wettbewerb. D. Bztg. 1897.
- Eiselen: Die neue Rheinbrücke zwischen Bonn und Beuel. Deutsche Bauztg. 1898.
- Häseler: Das Fachwerk mit halben Diagonalen. Südd. Bauztg. 1898.
- Rieppel: Konstruktion neuerer deutscher Brückenbauten. Zentralbl. d. Bauverw. 1898.
- Mehrtens: Weitgespannte Strom- und Talbrücken der Neuzeit. Zentralbl. d. Bauverw. 1900. Eisen-Brückenbau, Leipzig, W. Engelmann, 1908.
- Bernhard: Brücken des Elb-Trave-Kanals. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1900.
- Mehrtens: Der deutsche Brückenbau im 19. Jahrhundert. Zeitschr. d. Ver. dtsh. Ing. 1900.
- Bernhard: Die Weltausstellung in Paris 1900, Brücken- und Eisenkonstruktionen. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1900.
- „ Die neue Straßenbrücke über den Rhein bei Worms. Deutsche Bauztg. 1900.
- Müller-Breslau: Der Kaisersteg über die Spree. Zeitschr. f. Bauw. 1900.
- Bohny: Brücke zwischen Sydney und Nord-Sydney. Zeitschr. d. Ver. deutscher Ing. 1901.
- Eiselen: Der Wettbewerb um den Entwurf einer Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim. Deutsche Bauztg. 1901.
- Landsberg desgl. im Zentralbl. d. Bauverw. 1901.
- Bernhard desgl. in Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1902.
- Die Straßenbrücken der Stadt Berlin, herausgegeben vom Magistrat. 1902.
- Körber: Berliner elektrische Hochbahn: Die Hochbrücke über den Landwehrkanal. Zentralbl. d. Bauverw. 1902.
- Bernhard: Der Wettbewerb um den Neubau der mittleren Rheinbrücke zu Basel. „ desgl. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1902.
- Landsberg: desgl. Zentralbl. d. Bauverw. 1902.
- Peters: Die Königsbrücke bei Magdeburg. Deutsche Bauztg. 1903.
- Bernhard: Der Wettbewerb um eine feste Straßenbrücke über den Rhein zwischen Homberg und Ruhrort. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1904 u. 1905.
- Eiselen: Neuere Straßenbrücken über die Donau in Budapest. Deutsche Bauztg. 1904.
- Bernhard: Die Williamsburg-Brücke über den East-River in New York. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1904 (Sonderdruck, J. Springer, Berlin).
- „ Die Treskow-Brücke zu Oberschöneweide bei Berlin. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1905 (Sonderdruck, J. Springer, Berlin).
- „ Die Eisenbahnbrücke über die Havel bei Brandenburg. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1905.
- H. Meyer: Brücken der Schantung-Eisenbahn. Deutsche Bauztg. 1907.
- Eiselen: Neue Rheinbrücke bei Ruhrort. Deutsche Bauztg. 1907.
- „ Einsturz der Brücke über den St. Lorenzstrom in Quebec, Kanada. D. Bztg. 1907.
- Lucas: Neue Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg. Deutsche Bauztg. 1907.
- Dircksen: Der Brückenbau in den Vereinigten Staaten von Nordamerika. Zeitschr. des Vereins deutscher Ing. 1908.
- H. W. Hodge u. Bührer: Gutachten über die Blackwells Island-Brücke. Eng. News. 1908. II.
- Bernhard: Die Stubenrauch-Brücke über die Oberspree bei Berlin. Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1909 (Sonderdruck, J. Springer, Berlin). Siehe auch Deutsche Bztg. 1909.
- A. Rohn: Bemerkenswerte Brückenbauten der letzten drei Jahre 1907/09. Zürich, Techn. Rundschau 1910.
- „ Die neue Weichselbrücke bei Marienwerder. Zeitschr. f. Bauw. 1910.

VI. Querversteifung der Hauptträger.

Damit der ganze eiserne Ueberbau jede beliebig auf ihn gerichtete Kraft sicher in den Unterbau ableiten kann, müssen die Hauptträger unter entsprechender Auflagerung durch Querverbindungen zu stand-sicheren räumlichen Tragwerken ausgebildet werden. Die hierzu dienenden Konstruktionen sind Flachverbände in wagrechten Ebenen oder Querverbände in senkrechten Ebenen quer zu den Hauptträgern. Erstere nehmen im wesentlichen die Windkräfte auf und werden schlechtweg als Windverbände bezeichnet, während letztere zur Queraussteifung des Ueberbaues dienen.



Abb. 387.

Abb. 387-390.

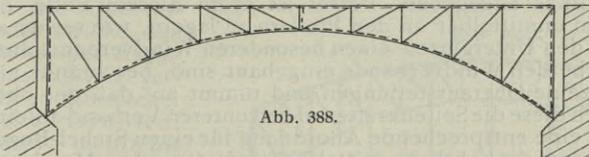


Abb. 388.

Queraussteifung bei verschiedenen Hauptträgerformen bei oben liegender Fahrbahn.

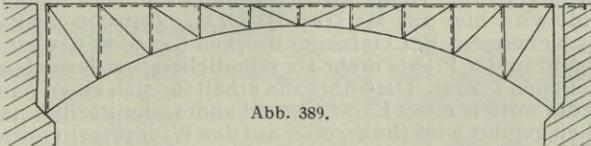


Abb. 389.

Die gestrichelten Linien bedeuten Querverbindungen.

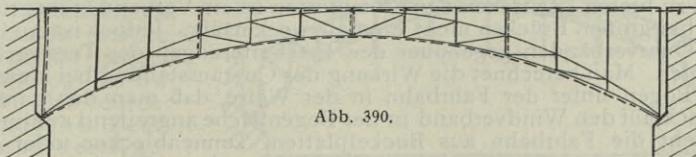


Abb. 390.

a. Diese Queraussteifung kann man ohne besondere Schwierigkeiten anordnen, sobald die Fahrbahn frei über dem Tragwerk liegt (Abb. 387). Die ebenen Hauptträger bilden mit den ebenen Wind- und Querverbänden w bzw. q ein Raumbauwerk. Jede beliebig gerichtete Kraft wird sicher nach den Auflagern der Parallelträger oder nach besonderen Windauflagern übertragen. In dem dargestellten Falle dienen die Gurtungen der Hauptträger zugleich als Gurtungen und die Querverbände als Pfosten des oberen Windverbandes. Für die Pfosten des unteren Windverbandes müssen besondere Querstreifen zu diesem Zwecke angeordnet werden, wenn kein Strebenfachwerk bevorzugt wird. Selten sind oben und unten nur Windschrägen zur Ergänzung des Verbandes als besondere Stäbe erforderlich. Die Queraussteifungen bestehen hierbei meist aus den Pfosten der Hauptträger, dem Querverbänden, den unteren Querstreifen und einem zwischen diesem angeordneten Ver-

bande in der Pfostenebene. Es ist nicht erforderlich, diesen bei jedem Pfosten anzuordnen. Häufig überschlägt man ein bis zwei Pfostenebenen je nach dem Zwecke des Querverbandes.

Abb. 388 zeigt beispielsweise, wie bei einer Bogenbrücke oberer und unterer Windverband angeordnet sind. Der obere Verband stützt sich jedoch gegen End-Querverbände in den Ebenen der Endpfosten, welche die Windkräfte aus dem oberen Windverbände auf die Kämpfergelenke überleiten. Der Wind auf die unteren Teile der Hauptträger wird durch den unteren Windverband aufgenommen und unmittelbar in die Auflager geleitet. Zu den Verbänden tritt im vorliegenden Falle bei geringer Scheitelhöhe des Bogens der Querträger als Pfostenverband im Scheitel noch hinzu, wodurch der untere Windverband noch eine Einzellast in der Mitte erhält und der obere Windverband einen in der Mitte elastisch gestützten durchgehenden Träger bildet, den man jedoch angenähert als Balken auf zwei Stützen berechnen kann.

In Abb. 389 fehlt, wie zuweilen ausgeführt, der untere Windverband; die Windkräfte werden von den unteren Teilen des Tragwerkes mittels der Pfostenverbände auf den oberen Windverband übertragen. Die Querverbindung über dem Kämpfer überträgt dann die Kräfte in den Baugrund, wie in der Abb. links angegeben. Besser ist es in diesem Falle, den Windverband oben unmittelbar an den Pfeilern zu lagern, wie rechts angedeutet, oder in den Untergurten einen besonderen Windverband anzuordnen. Falls die beiden Windverbände eingebaut sind, beschränkt man sich wohl auf einzelne Queraussteifungen und nimmt an, daß der obere Windverband durch diese die Seitenkräfte auf den unteren Verband ableitet.

In Abb. 390 ist eine entsprechende Anordnung für einen Sichel-Bogen-träger gezeigt, auf dem die Fahrbahn mittels Stützpfosten ruht. Man legt in solchen Fällen in die Zylinderfläche des Ober- oder Untergurtes oder der Mittellinie einen Windverband. Ueber die Berechnung solcher tonnenförmigen Windverbände wird hier auf Müller-Breslau, Zeitschr. für Bauwesen 1904 und 1905, verwiesen. Bei kleineren Brücken ($l < 50$ m) berechnet man den Windverband in der Praxis nicht als räumlichen, sondern als gestreckt gedachten, ebenen Träger. Die Fahrbahn erhält für sich einen Windverband, der entweder mittels eines End-Querverbandes unmittelbar nach den Kämpfergelenken geführt wird (links) oder auf den Widerlagern mittels in der senkrechten Ebene verschieblichen Lagern ruht (rechts), verschieblich, um den senkrechten elastischen Verschiebungen des Tragwerkes keinen Widerstand zu bieten. Zwischen den Stützpfosten ist ein Verband nicht erforderlich, bei großen Brücken nicht einmal zweckmäßig. Jedoch ist ein Zuviel an Querverbänden gegenüber den Erschütterungen des Tragwerkes kein Fehler. Man berechnet die Wirkung der Queraussteifung bei kleinen flachen Bogen unter der Fahrbahn in der Weise, daß man den ganzen Winddruck auf den Windverband in der Bogenfläche angreifend annimmt.

Besteht die Fahrbahn aus Buckelplatten, Tonnenblechen oder gut befestigten Belageisen, so wird oft kein besonderer Windverband in Fahrbahnhöhe angeordnet, da die Fahrbahn als wagrechter vollwandiger Träger angesehen wird, der den Windträger ersetzen kann. Diese Voraussetzung trifft umso mehr zu, je breiter und fester die Fahrbahn ausgebildet wird. Bei großen, besonders hohen Brückenträgern ordnet man trotzdem unter der Fahrbahn noch einen Windverband an und außerdem noch solche in den Ebenen der Gurtungen. In diesem Falle dürften weitere Querverbände nicht mehr nötig sein. Eine Ausführung, die aber noch weiter geht, zeigt die Kornhaus-Brücke (Abb. 11 auf S. 8) in Bern. Hier wurde besonderes Gewicht darauf gelegt, daß das „Zittern“ der Fahrbahn, das bei einigen neueren Bogenbrücken, besonders solchen mit sehr hohem Bogen, unangenehm bemerkt worden ist, auf das geringste Maß beschränkt wurde. Man ordnete deshalb vier Windverbände an: je einen zwischen den unteren bezw. oberen Gurtungen des großen Bogens, einen weiteren unterhalb der Längsträger der Fahrbahn mit be-

sonderen Auflagern an den Turmpfeilerköpfen. Endlich hatte man einen vierten Windverband in der vollen, durch die Buckelplatten gebildeten Scheibe. Alle vier Verbände sind durch senkrechte Querverbindungen zu einem überaus steifen Ganzen verbunden.

Vom allgemein ästhetischen Standpunkte aus ist noch zu bemerken, daß man die Querverbände, welche den Anblick der Eisenkonstruktion in recht unerfreulicher Weise verwirren können, möglichst zu klaren Stabwerken zusammenfassen soll.

Schließlich kann auch die Anordnung so getroffen werden, daß nur in der Fahrbahn ein Verband liegt und die Hauptträger durch Querrahmen gegen diesen Flachverband abgesteift werden. Immer ist jedoch dafür Sorge zu tragen, daß durch räumliche Festlegung der Knotenpunkte gedrückte Stäbe entsprechend der erforderlichen Knickfestigkeit seitlich festgehalten werden.

b. Liegen die Hauptträger ganz oder teilweise über der Fahrbahn, so ist man nicht so unbeschränkt in der Anordnung der Querverbände. Die

Abb. 391.

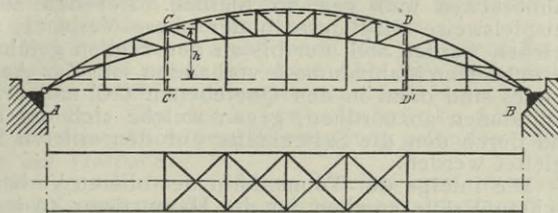


Abb. 392.

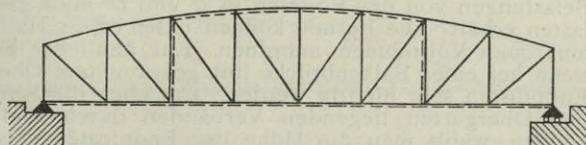


Abb. 393.

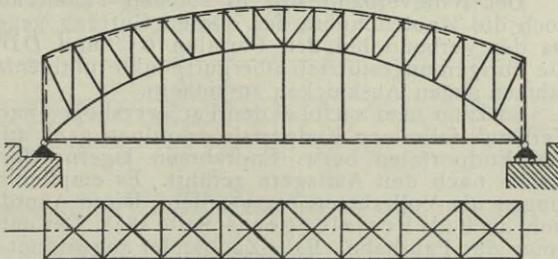


Abb. 394.

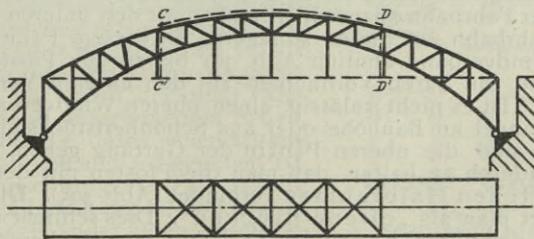


Abb. 395.

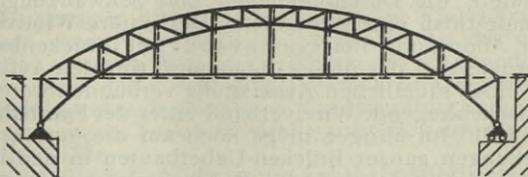


Abb. 391–395 Querversteifung bei unten liegender Fahrbahn.

Durchfahrthöhe der Straßenbrücken bezw. das Normalprofil für Eisenbahnbrücken muß gewahrt bleiben. Bei den Sichelbogen (Abb. 391) beispielsweise wird deshalb der obere Verband, falls ein solcher vorgesehen werden soll, nur bis zu den Stellen geführt, wo noch die erforderliche Durchfahrthöhe h vorhanden ist. Zur Auflagerung dieses Verbandes sind dann in den Querebenen CC' und DD' Portale oder steife Vollrahmen anzuordnen, gegen welche sich der obere Verband stützt und durch den die Seitenkräfte auf den unteren Windverband AB abgeleitet werden.

Die infolge der Tonnenform des oberen Verbandes auftretenden lotrechten Kräfte ergeben für die Hauptträger Zusatzbelastungen, die bei weitgespannten Brücken zu berücksichtigen sind. Der untere Windverband ist in diesem Falle ein Träger auf zwei Stützen, der außer seinen Belastungen von den Portalen in C' und D' noch zwei wagrechte Einzelasten erhält. Die Portale können unten offene Halbrahmen sein. Meist muß man Vollrahmen anordnen. Ein ähnlicher Fall würde eintreten, wenn bei einer Balkenbrücke mit gekrümmtem Obergurt (Abb. 392) die Endpfosten sehr niedrig werden. Um aber die Seitenkräfte aus den in den Obergurten liegenden Verbänden durch Endportale ableiten zu können, wählt man die Höhe der Endpfosten entsprechend groß, was jedenfalls für Eisenbahnbrücken das Erstrebenswerteste ist.

Der Windverband soll in solchen Fällen außer den Windkräften noch die Knotenpunkte der oberen Gurtung gegen Ausknicken halten. Da der Verband bei den Portalen CC' und DD' bereits aufhört, sind die übrigen ungestützten Obergurtpunkte nötigenfalls durch steife Halbrahmen gegen Ausknicken zu sichern.

So kann man auch bei den Fachwerkbogen nach Abb. 393 den oberen Verband, falls man Endportale anordnet, ganz durchführen und ihn auf den Endportalen bezw. Endrahmen lagern; durch diese werden die Kräfte nach den Auflagern geführt. Es empfiehlt sich, die Endversteifungen als Vollrahmen herzustellen. Diese Anordnung bezeichnet man wohl auch als Portalbögen (s. Seite 289). Der untere Windverband liegt unter der Fahrbahn. Falls Zugbänder angeordnet sind, werden diese zugleich als Gurtungen des Windverbandes ausgebildet.

Ein Fachwerkbogen nach Abb. 394, Kämpferbögen (s. Seite 293), bietet schließlich die Möglichkeit, Pfostenverbände an den Enden unter der Fahrbahn anzuordnen und somit den unteren Windverband unter der Fahrbahn auf diesen zu lagern. In diesem Falle wird man den oberen Windverband ähnlich Abb. 391 bis zu den Pfosten CC' und DD' führen und ihn durch Vollrahmen auf den unteren Verband überführen.

Ist es nicht zulässig, einen oberen Windverband einzufügen, was aus Mangel an Bauhöhe oder aus Schönheitsrücksichten der Fall sein kann, so sind die oberen Punkte der Gurtung gegen Wind und Ausknickung dadurch zu halten, daß man die Pfosten mit den Quertägern zu oben offenen Halbrahmen verbindet (Abb. 395). Diese Anordnung bezeichnet man als „offene Brücken“. Dies schließt nicht aus, daß man auch in den vorher besprochenen Fällen, wo ein oberer Windverband eingefügt ist, außerdem noch die bezeichneten Halbrahmen ausbildet und sie als Sicherheit der Konstruktion ansieht, insbesondere, wenn es sich darum handelt, die Durchbiegungen und Schwankungen der Brücke auf ein Mindestmaß einzuschränken. Der untere Windverband kann auch nach der Anordnung der Gustavsburger Brückenbauanstalt so angeordnet werden, daß der untere Bogengurt von den Auflagern bis zur Fahrbahn zu einer räumlichen Auskragung verbunden werden, an deren Enden der zwischenliegende Windverband unter der Fahrbahn gestützt ist (s. Taf. VI, Abb. 8). Im übrigen möge noch auf die ausführlicher behandelten Darstellungen ganzer Brücken-Ueberbauten in den letzten drei Abschnitten dieses Kapitels eindringlich hingewiesen werden, wo über den Gegenstand vorstehender allgemeiner Erörterungen eine ausreichende Fülle von

lehrreichen Lösungen an ausgeführten Brücken dargeboten sind, sodaß an dieser Stelle die Wiedergabe von praktischen Beispielen nicht mehr erforderlich erscheint mit Ausnahme der folgenden Bauart.

Bei „freischwebender Fahrbahn“ nach der Seiffert-Backhaus'schen Anordnung (s. Abb. 396 u. 397, sowie Abb. 398) sind nämlich die Querträger als Pfosten des Windverbandes nur durch Drucklagerung gegen das Zugband gestützt. Bei der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms hat diese Anordnung Verwendung gefunden, ebenso bei der Moselbrücke bei Trarbach.

Mit dieser Anordnung bei größeren Brücken erreicht werden, daß die Neben- und Zusatzspannungen, welche aus der starren Ver-

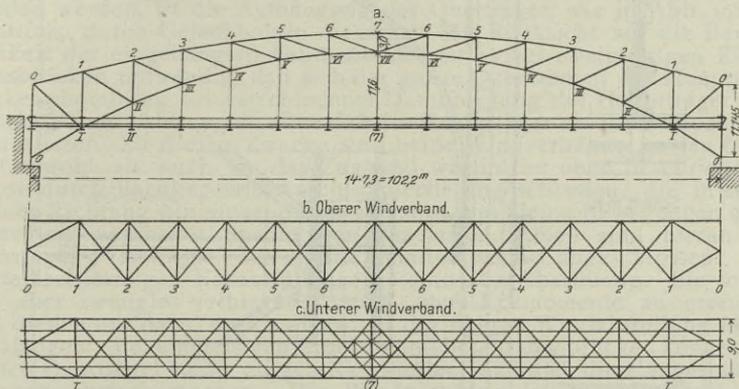


Abb. 396 a—c.
Tragwerk und Windverband der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms.

bindung zwischen Hauptträgern und Fahrbahn-
tafel herrühren, auf einfache Weise vermieden
werden. Deshalb werden im allgemeinen wohl
auch die Längsträger verschieblich gelagert oder
eine bewegliche Auflagerung der Querträger auf
den Hauptträgern angeordnet. Hier aber ist die
Fahrbahn von den Tragwänden völlig losgelöst.
Bei Bogenfachwerken mit unten liegender Fahr-
bahn und durch Zugband aufgehobenem Schub,
wie die erstgenannte Brücke, deren schematische
Darstellung in den Abb. 396 und 397 gegeben ist,
erstreckt sich der freischwebende Teil auf die
Länge des Zugbandes II (Abb. 396a), weil gerade
dieses infolge der Längenänderungen durch Be-
lastung und Wärme bei fester Verbindung be-
einflußt würde. In den Punkten II sind Fahrbahn-Unterbrechungen
notwendig. Das Wesen der Anordnung ist:

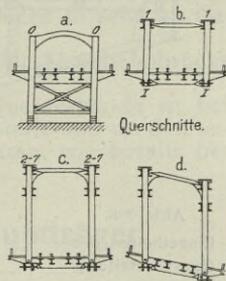


Abb. 397.
Querschnitte a—d.

1. Die beiden Hauptträger bilden mit den beiden Endvollrahmen (Abb. 397a und b), dem oberen Windverbande in der Fläche des oberen Bogengurtes (Abb. 396b), dem unteren in der Ebene des Zugbandes liegenden Windverbande (Abb. 396c) und dem senkrechten Querverbande (Abb. 397 a), ein für sich bestehendes Ganze — das Haupttragwerk —, das sich ohne Zuhilfenahme weiterer Teile vollständig aufstellen und als standfestes Gebilde betrachten läßt.

2. Ein zweites unabhängiges Gebilde ist die Fahrbahntafel, deren einzelne Teile: Querträger mit Fußwegauskragungen, Längsträger nebst Ab-

deckung fest mit einander verbunden sind mit Ausschluß der Fahrbahn in den Endfeldern, welche hier an dem Haupttragwerk befestigt ist.

3. Mittels Hängestangen wird die Fahrbahn tafel in das Haupttragwerk eingehängt.

Der Zusammenhang zwischen Fahrbahn tafel und Haupttragwerk zwecks Uebertragung der Wind- und Bremskräfte besteht nun in folgendem: Die

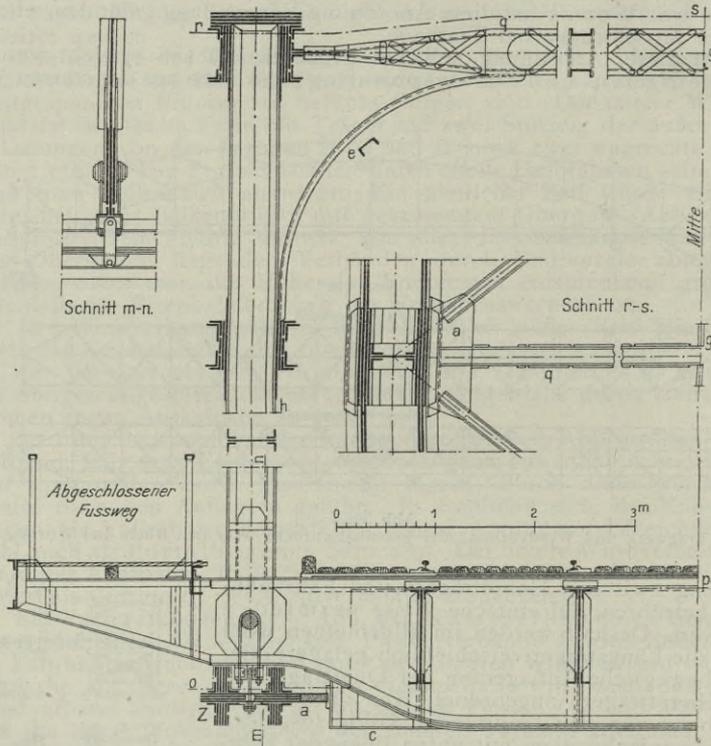
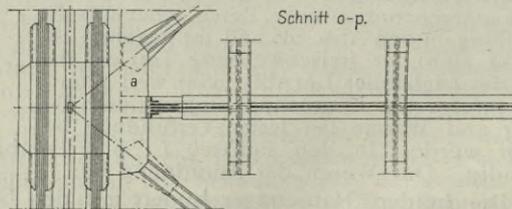


Abb. 398.

Einzelheiten der Querversteifung der Brücke über den Rhein bei Worms.



Querträger sind, wie Querschnitt Abb. 398 zeigt, an der Unterseite mit konsolartigen Ansätzen *c* versehen, die sich beiderseits mit besonderen Druckstücken derart an die Anschlußbleche *a* des Windverbandes anschließen, daß Fahrbahn und Haupttragwerk in der Längsrichtung an einander gleiten können. Der vorbezeichnete untere Windverband besteht aus den Zugbändern als Gurtungen und einfach gekreuzten Streben, in deren Rhomben (Abb. 396c) die Querträger frei hineinhängen (Abb. 398, Schnitt o-p).

Ohne in der Beweglichkeit in senkrechter Ebene gehindert zu sein, gibt die Fahrbahntafel den Winddruck an den unteren Windverband ab. Die Bremskräfte werden durch Festlegung des mittleren Querträgers an den Zugbändern durch Knaggen übertragen und es wird eine besondere Verstrebung nach Abb. 396c erforderlich, welche bei Straßenbrücken fortfallen kann. Abb. 398 zeigt auch die gelenkartige Aufhängung der Zugbänder, die es ermöglicht, daß die Längsverschiebung zwischen Fahrbahntafel und Zugband nicht gehindert ist.

Damit ferner die Biegungsspannungen an den Aufhängepunkten der Querträger, welche sowohl durch die Querträger selbst als auch durch ungleichmäßige Durchbiegungen der Hauptträger besonders bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken entstehen können, tunlichst vermieden werden, ist die Aufhängung der Querträger, wie in Abb. 398 ersichtlich, durch Gelenkbolzen bewirkt. Mit Rücksicht auf die Beweglichkeit der eingehängten Fahrbahntafel ist es bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken notwendig, daß sich der ganze Querrahmen des Haupttragwerkes rhombisch bei verschiedener Durchbiegung der Hauptträger verschoben kann (Abb. 397d), ohne daß die Hauptträger aus ihren Bauebenen heraustreten. Zu diesem Zwecke sind beide Windverbände an den Obergurt sowohl als auch an das Zugband wie in der oben beschriebenen Weise durch flachliegende Anschlußbleche angeschlossen, die in senkrechter Richtung hinreichend biegsam sind, um kleine Bewegungen ohne Erzeugung namhafter Spannungen zuzulassen. Oben sind hieran die Querriegel q (Abb. 398) des oberen Windverbandes angeschlossen. Die viertelkreisförmigen Eckausfüllungen e sind also überflüssig. Sie sollen sich aber zwanglos verbiegen können, ohne Eckmomente zu erzeugen und dienen nur dazu, um das Gewicht der oberen Windabsteifung etwas abzufangen. Bei eingleisigen Brücken und bei Straßenbrücken können die oberen Querriegel steifer ausgebildet werden, man muß die Hängestangen biegungschwach machen. Die Windverbände laufen spitz nach der Mitte der Endsteifrahmen zu.

Im ganzen ist diese Bauart der schwebenden Fahrbahntafel für Brücken von mehr als 80—100^m Spannweite zu empfehlen. In anderen Fällen ist die steife Verbindung unter Berücksichtigung der nicht so sehr ins Gewicht fallenden Nebenspannungen ratsamer.

Aehnliches ist auf S. 291 u. f. bei Besprechung der Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg bereits erörtert.

Ueber die Einzel-Ausbildung der Wind- und Querverbände ist bei den angeführten Beispielen das Erforderliche dargestellt und an den betreffenden Stellen in den vorangegangenen Abschnitten, wie bereits bemerkt, erläutert.

VII. Lager und Gelenke der Hauptträger.

a. Allgemeines.

Die Lager sollen die Lasten des Ueberbaues auf den Unterbau in statisch bestimmter und einwandfreier Weise übertragen. Sie sind die Stützpunkte der Träger. Die Stützkräfte können senkrecht oder geneigt gerichtet sein, müssen aber durch die Auflager-Ausbildung tatsächlich gezwungen sein, in einem geometrischen Punkte zu wirken. Die Lager müssen ferner frei sein, d. h. Drehungen des Trägers um die Stützpunkte und erforderlichenfalls Längsbewegungen des Stützpunktes selbst zulassen. Soll der Träger nur eine Drehung um seinen Stützpunkt vornehmen, so handelt es sich um ein festes Auflager. Die Drehung erfolgt mittels eines Bolzens oder durch Abwälzung zweier Flächen, von denen mindestens eine gekrümmt sein muß. Bei den beweglichen Auflagern muß der Stützpunkt sich längs einer Führungsgeraden bewegen können. Die Bewegung erfolgt entweder durch Gleiten zweier

Flächen aufeinander oder zwecks Verminderung des Reibungswiderstandes durch Rollen zwischen zwei ebenen Flächen.

Die Drehung der Hauptträger-Enden um den Auflagerpunkt wird erforderlich, damit ein freies Durchbiegen der Träger möglich ist und die widerstandslose Parallelverschiebung, damit die Längenänderung durch Wärme und Belastung vor sich gehen kann, alles zu dem Zwecke, in den verschiedensten Zuständen des Ueberbaues die statische Eindeutigkeit der Auflagerbedingungen zu erfüllen.

Die Bewegungsrichtung der Auflager ist in der Regel gleichlaufend zu den Hauptträgern. In manchen Fällen, insbesondere bei sehr breiten Brücken, werden die Auflager auch so angeordnet, daß sie schrägbeweglich sind, d. h. ihre Bewegungsrichtung in die Schräge des durch die Auflager gebildeten Rechteckes bzw. Parallelogrammes bei schiefen Brücken fällt (Abb. 35, S. 40). Diese Anordnung ist zuerst von der Brückenbauanstalt Harkort angegeben. Zuweilen wird ein Auflager auch nach zwei aufeinander senkrecht stehenden Richtungen beweglich eingerichtet und zwar so, daß zwei Rollengruppen übereinander angeordnet werden. Das betreffende Hauptträgerende kann sich hierdurch wieder in der Schrägen bewegen. Dazu wird aber eine große Bauhöhe erforderlich. Grundsätzlich soll man der sicheren Uebertragung von Seitenkräften wegen die Lager stets so niedrig und gedungen wie möglich gestalten.

Der Baustoff der Auflager ist für kleinere Brücken nur noch selten Gußeisen, bei größeren Brücken fast ausschließlich Stahlguß. Allenfalls kann für die auf dem Auflagerstein ruhende Grundplatte Gußeisen in Frage kommen. Um die Unebenheiten zwischen den Auflagersteinen (Granit oder Basalt) und der Grundplatte auszugleichen, wird das Auflager mit einer 1 bis 2 cm starken Zementfuge oder einer 3 bis 6 mm dicken Hartbleifuge untergossen. Letzteres kommt mehr bei kleineren Brücken mit sehr starken Verkehrsstößen in Frage. Die Lager kann man nach obigem in zwei Hauptgruppen einteilen, in feste und bewegliche Auflager. Beide Gruppen sollen nachstehend für sich behandelt werden.

b. Die festen Auflager.

Die festen Auflager sollen den Auflagerdruck der Träger auf den Unterbau abgeben und müssen eine Drehung des Hauptträgerendes ermöglichen. Sie müssen schräggerichtete Stützkkräfte übertragen und darnach angeordnet und ausgebildet sein.

Bei kleinen Brücken wendet man das Tangentiallager (Abb. 399) an, welches aus einer 15 bis 25 mm starken, ebenen Kipplatte K besteht, die auf der gewölbten Lagerplatte L eine im Querschnitt tangentielle, also punktmäßige Stützung bewirkt. Die Kipplatte ist durch versenkte Nieten an dem Hauptträger befestigt und erhält außerdem Ausschnitte a , in welche Vorsprünge der Lagerplatte eingreifen, so daß ein Drehen, aber kein Verschieben des Hauptträgerendes möglich ist. Statt der inneren Ausschnitte zeigt Abb. 400 ein anderes festes Auflager, bei dem die feste Lagerung durch die äußeren Rippen bewirkt wird.

Die Größe der Auflagerplatte ergibt sich aus der zulässigen Beanspruchung σ des Auflagersteines und dem Auflagerdruck A zu $F = \frac{A}{\sigma}$.

Die größte Stärke d der Platte in der Mitte wird bestimmt, indem die halbe Plattenlänge als Freitragler angesehen (Abb. 401) und von unten mit $\frac{A}{2}$ gleichmäßig belastet gedacht wird. Von der Verstärkung durch die Rippen wird hierbei abgesehen. Zulässige Beanspruchung des Gußeisens auf Biegung ist $0,25 \gamma^{cm}$. Meist genügt nach Winkler als Dicke $0,005 l + 2,5^{cm}$ und als Länge $0,007 l + 32^{cm}$ (l stets in cm), die Breite mindestens gleich dem anderthalbfachen der Gurtplattenbreite.

Bei größeren Brücken reichen die einfachen Tangentiallager nicht mehr aus. Es werden sogenannte Kipplager (Abb. 402) angewendet. Sie bestehen der Hauptsache nach aus dem Lagerkörper oder Lagerstuhl *L*, auch Grundplatte genannt, dem Kippzapfen *Z*, der entweder als Walze oder als Kugel ausgebildet sein kann, und der Kippplatte, Kopfplatte, dem Kippstück oder dem Sattel *K* (Abb. 402). Zapfen als Kugelteile und Lagerkörper können auch aus einem Stück bestehen (Abb. 403). Der Lagerstuhl wird, wie hierbei angedeutet, oft in Grundplatte, Steg und Rippen aufgelöst. Der Lagerstuhl wird auch hier so berechnet, daß er in der Mitte als eingespannt angenommen und als Freitragler mit $\frac{A}{2}$ gleich-

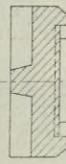
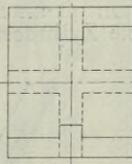
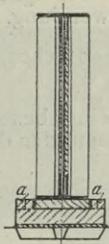
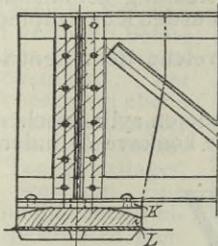


Abb. 400.
Platte
eines
Tangential-
Lagers.

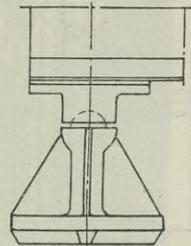
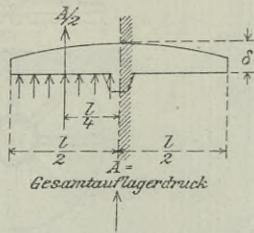
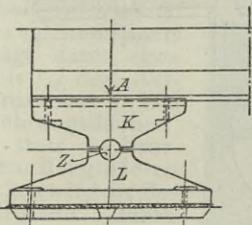


Abb. 399.
Tangential-
Lager.

Abb. 401 (unten Mitte).
Kräftewirkung auf die Auflagerplatte.

Abb. 403 (rechts unten).
Zweiteiliges Kipplager.

Abb. 402. Kipplager.



mäßig belastet gedacht wird. Die Stärken sind so zu bemessen, daß für Stahl die Zug- bzw. Druckspannung von 1 t/qcm bis 1,5 t/qcm, für Gußeisen 0,25 t/qcm bis 0,5 t/qcm nicht überschritten wird. Ist *z* die Anzahl der Rippen, δ' deren Dicke, δ die Dicke der Grundplatte, d' die Stärke des Steges, *h* die Höhe, *b* die Breite und *l'* die Länge des Lagerstuhles, und sind die Verhältnisse so gewählt, daß die Nulllinie etwa in Höhe $\frac{1}{3} h$ liegt, so ist

$$\delta = \frac{h}{3} \left[1 - \sqrt{\frac{b - 4z\delta'}{b - z\delta'}} \right] \quad (\text{Bedingung } 4z\delta' < b).$$

- Für $h = 3\delta$ ist $b = 4z\delta'$
- „ $h = 4\delta$ „ $b = 4,2z\delta'$
- „ $h = 5\delta$ „ $b = 4,6z\delta'$
- „ $h = 6\delta$ „ $b = 5,0z\delta'$
- „ $h = 7\delta$ „ $b = 5,45z\delta'$

$$d' = \frac{A}{1,5b} \text{ bei Stahl und } d' = \frac{A}{0,7b} \text{ für Gußeisen (A in Tonnen).}$$

Näherungsweise rechnet man reichlich mit Müller-Breslau:

$$0,22 z \delta' h^2 \sigma = \frac{A V}{8}, \quad \sigma = 0,5 \text{ für Gußeisen, } \sigma = 1,0 \text{ für Stahlguß.}$$

Meist nimmt man z und δ' an und berechnet danach h .

Der Zapfen ist gewöhnlich zylindrisch. Ist r der Halbmesser des Zapfens, b dessen Länge, A der größte Auflagerdruck in t , σ die zulässige Druckbeanspruchung (für Stahl 1,2 bis 1,5 t/qcm) so ist $r = 0,8 \frac{A}{\sigma \cdot b}$. Jedoch mache man den Zapfen nicht so groß, lasse eher etwas höhere Beanspruchung zu.

Mit Rücksicht auf die Kippfreiheit in der Querrichtung kommt für breitere Brücken der Kugelzapfen zur Anwendung. Für den Kugelzapfen ist $\sigma = \frac{2 A}{\pi r^2}$, bei Lagerung in der Kugeloberfläche, welche dem Zentrwinkel 90° entspricht.

Die Kipplager erhalten oft an Stelle eines besonderen zylindrischen Kippzapfens eine konvexe Zylinderfläche, auf der die konkave Zylinder-

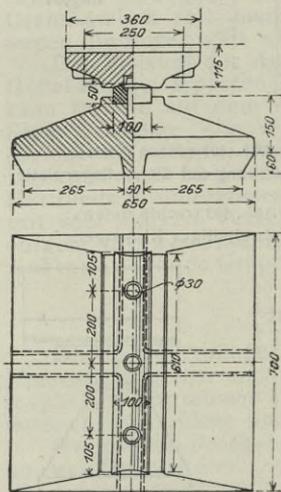


Abb. 404 a und b. Kipplager der Havelbrücke bei Brandenburg.

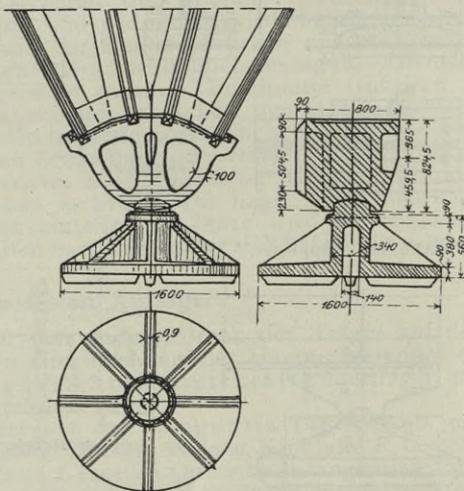


Abb. 405 a-c. Festes Kugellager der Stößensee-Brücke bei Berlin.

fläche der Kippplatte ruht und sich bei der Kippbewegung abwälzt. Abb. 404 zeigt das feste Auflager der vom Verfasser entworfenen Havelbrücke bei Brandenburg, bei der sich die exzentrischen Zylinderflächen in einer Geraden berühren. Zur seitlichen Sicherung ist der Kippzapfen mit dem Lagerbock durch Dorne verbunden, die außerdem mit Spielraum in die Kippplatte eingreifen.

Ein weiteres Beispiel eines festen Auflagers mit kugelförmigem Zapfen ist das Auflager des Strompfeilers der mehrfach erwähnten Stößensee-Brücke (Abb. 405 u. 406), die den beträchtlichen Auflagerdruck von rd. 850 t aufzunehmen hat. Das Kippstück besteht aus einem Stahlgußkörper, welcher in die dort zusammenlaufenden Stäbe eingefügt ist. Der Kugelzapfen hat einen Durchmesser von 34 cm, der Halbmesser seiner Kugeloberfläche ist 24 cm. Der Lagerbock hat eine kreisförmige Grundfläche von 1,6 m Durchmesser, seine Rippen sind 90 mm stark. Die Abb. 406 zeigt

das Lager mit dem Fuß des auf S. 213 in Abb. 284 angedeuteten Trägers. Es soll veranschaulichen, daß die Zusammenführung der Stege und Rippen der oberen Lagerkörper aus Stahlguß zu einem einheitlichen Ganzen mit der genieteten Eisenkonstruktion ästhetisch verbindet und die Stützung auf dem Lagerstuhl punktartig der Wahrheit entsprechend zum Ausdruck bringt.

c. Die beweglichen Auflager.

Die beweglichen Auflager sollen außer einer freien Drehung des Trägerendes noch eine Fortbewegung längs einer Gleitbahn gestatten. Bei kleinen Brücken und geringen Belastungen genügt ein Flächenlager, bei welchem zwei ebene Flächen aufeinander gleiten oder besser ein Tangentiallager, bei welchem eine ebene Fläche auf einer gewölbten gleitet, um in der Längengestaltung eine Punktstützung zu gewähren. Abb. 399 S. 343 zeigt ein bewegliches Tangentiallager, wenn man die vorspringenden Nasen fortläßt. Der Reibungswiderstand eines solchen Lagers beträgt dann etwa $\frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{4}$ des Auflagerdruckes. Die Berührungsflächen sind stets zu bearbeiten. Bei größeren Brücken wird die Beweglichkeit durch Walzen, Pendel oder Stelzen bewirkt, die zwischen zwei Platten, nämlich dem Lagerbock und der Auflagerplatte oder Grundplatte laufen. Der obere Teil des

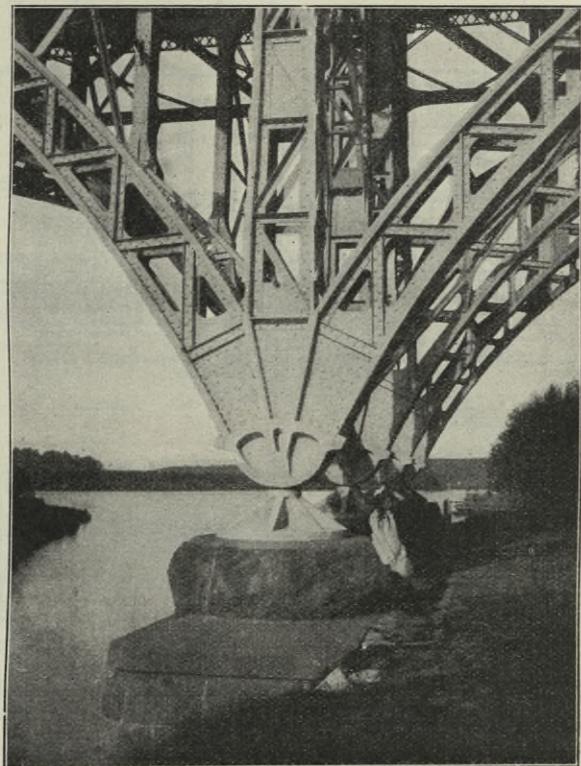


Abb 406. Auflager der Stößensee-Brücke bei Berlin.

Auflagers entspricht dem in Abb. 402, S. 343 dargestellten (festen) Kipplager.

Eine Reihe von ausgeführten Beispielen von beweglichen Auflagern zeigen die Abb. 407—409 S. 346 u. 447. (Vergleiche dazu auch die ausgeführten Beispiele auf den Tafeln I—IV.). Bei Abb. 410 ist der Lagerbock als Tangential-Kipplager ausgebildet, sodaß der Zapfen und die eigentliche Kipplatte fehlen können. Abb. 407 zeigt ein Pendellager, und zwar das Auflager der vom Verfasser entworfenen Havelbrücke bei Brandenburg, welches noch angegossene Nasen besitzt, die ein Umkippen der Pendel verhindern sollen. Die Stelzen können sich bis zu einer

bestimmten Neigung umlegen, bei welcher dann sämtliche Pendel zusammen einen starren Körper bilden (D.R.P. 123912).

Zweckmäßig ist es, nur eine Walze vorzusehen, natürlich, wenn sie für den vorhandenen Auflagerdruck ausreicht. Hierdurch gestaltet sich die Erfüllung der

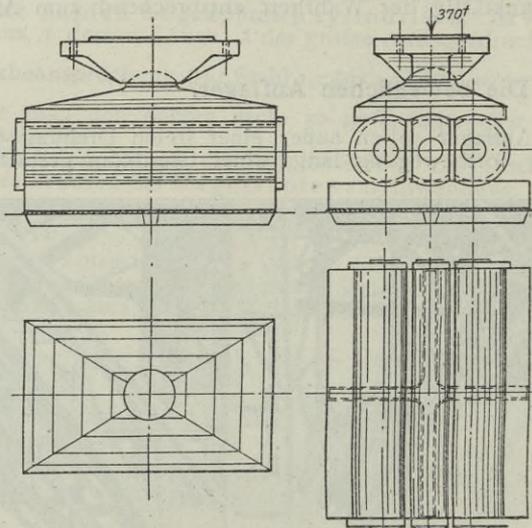


Abb. 408. Bewegliches Lager der Stubenrauch-Brücke in Niederschöneweide.

Auflagerbedingung am einfachsten. Bei mehreren Walzen bietet die gleichmäßige Lastübertragung auf alle Walzen bauliche Schwierigkeiten. Um ein Heruntergleiten des Trägers von der Walze zu verhindern hat man kräftige Zähne angeordnet. Wird eine besondere Grundplatte ausgeführt, so wird sie durch Keile in einer Unterlagsplatte verschieblich befestigt. Abb. 408 zeigt das bewegliche Auflager der vom Verfasser entworfenen Stubenrauch-Brücke, welches dadurch bemerkenswert ist, daß die Walzen, um eine möglichst kurze und gedrungene Form zu erhalten, abgeschnitten sind.

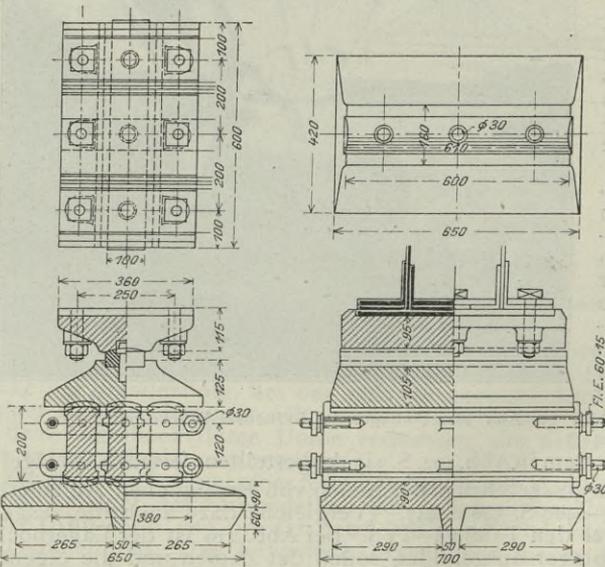


Abb. 407. Bewegliches Lager der Havelbrücke bei Brandenburg.

Der Auflagerdruck ist etwa 370 t, die Walzen haben 25 cm Durchmesser.

Liegen die Walzen oder Pendel in größerer Zahl neben einander, so ergeben sich für die Platten infolge der großen Hebelarme erhebliche Stärken, also größere

Höhenentwicklung der Auflager. Das einfachste Walzenlager ist jedoch, wie bereits angedeutet, das mit einer Walze, welches stets an-

zuwenden sich empfiehlt, sobald der Auflagerdruck es zuläßt. Dieses Auflager bietet den Vorteil, daß man den Lagerkörper und den Kippzapfen spart und außerdem die Druckübertragung auf die Walze eindeutig bestimmt ist entgegen der Anwendung von mehreren Walzen oder Pendeln.

Eine weitere Anwendung eines größeren Pendellagers zeigt das Auflager der vom Verfasser entworfenen Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße (Abb. 409). Dieses Auflager, wie auch das oben bereits erwähnte Auflager der Stößensee-Brücke, ist dadurch bemerkenswert, daß das Kippstück nach dem Vorbilde der Harkort'schen Brückenbauanstalt aus einem derart geformten Stahlgußkörper gebildet ist, daß sich

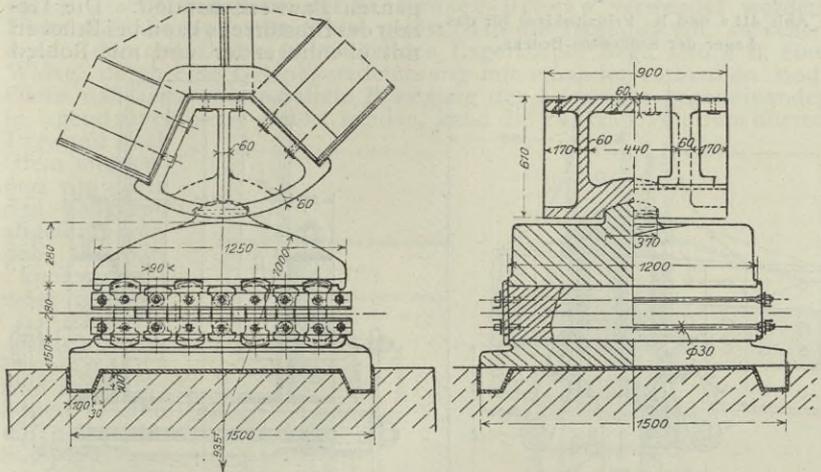


Abb. 409. Bewegliches Lager der Brücke über die Havel bei Pichelsdorf.

die einzelnen Auflagerstäbe des Hauptträgers daraufsetzen, und zwar auf besondere Aufhöhungen (Arbeitsleisten) entsprechend dem Stabquerschnitt. Die Belastung des Lagers beträgt etwa 935 t, benutzt sind sieben Pendel von 28 cm Durchmesser. Der Kugelpapfen hat 37 cm Durchmesser, der Halbmesser der Kugelfläche beträgt 25 cm. Um ein genaues Aufsitzen zu erreichen, sind zwischen Stahlgußkörper und Stab Hartbleiplatten gelegt.

Die Gesamtverschiebung des beweglichen Auflagers eines Fachwerkbalkens von der Stützweite l beträgt $\Delta l = \sum S' \Delta s$, worin S' die Spannkraft eines Stabes infolge einer in der Verbindungslinie der beiden Auflager wirkenden Kraft

von 1 t bedeutet und $\Delta s = \frac{Ss}{EF} \pm \epsilon ts$ ist, d.h. die Längenänderungen jedes

Stabes von der Länge s , dem Querschnitt F , der Spannkraft S bei t° Wärmeunterschied ($\pm 35^\circ \text{C.}$), dem Ausdehnungskoeffizienten ϵ , dem Elastizitätsmodul E . Bei wagrechtem Unter- bzw. Obergurt ist $\Delta l = \sum \Delta u$ bzw. $\Delta l = \sum \Delta o$, wo Δu und Δo die Längenänderungen der Unter- bzw. Obergurtstäbe bedeuten. Die Verschieblichkeit des beweglichen Auflagers wird höchstens auf eine Strecke von $2\Delta l$ vorgesehen.

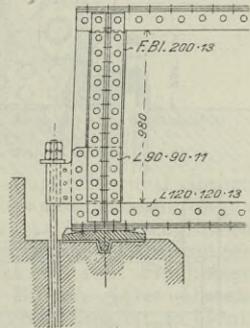


Abb. 410. Auflager mit Verankerung.

Bei durchlaufenden Trägern legt man das feste Auflager nach der Trägermitte, um die Bewegung der

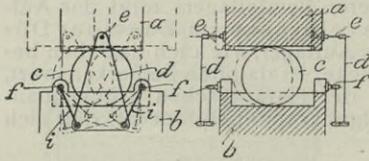


Abb. 411 a und b. Prinzipische Skizze für das Lager der Stößensee-Brücke.

Trägerenden so klein wie möglich zu machen. Ist die Gefahr des Abhebens von der Stütze vorhanden, so wird das Niederhalten durch Verankerung (Abb. 410) bewirkt. Dieser Fall kann bei durchgehenden sowie bei Trägern mit freischwebenden Stützpunkten eintreten, kann aber auch in Betracht kommen, wenn es sich um die Möglichkeit des Umkippens bei dem ganzen Bauwerk handelt. Die Gefahr des Umstürzens kann bei Brücken mit oberliegender und mit Bohlen

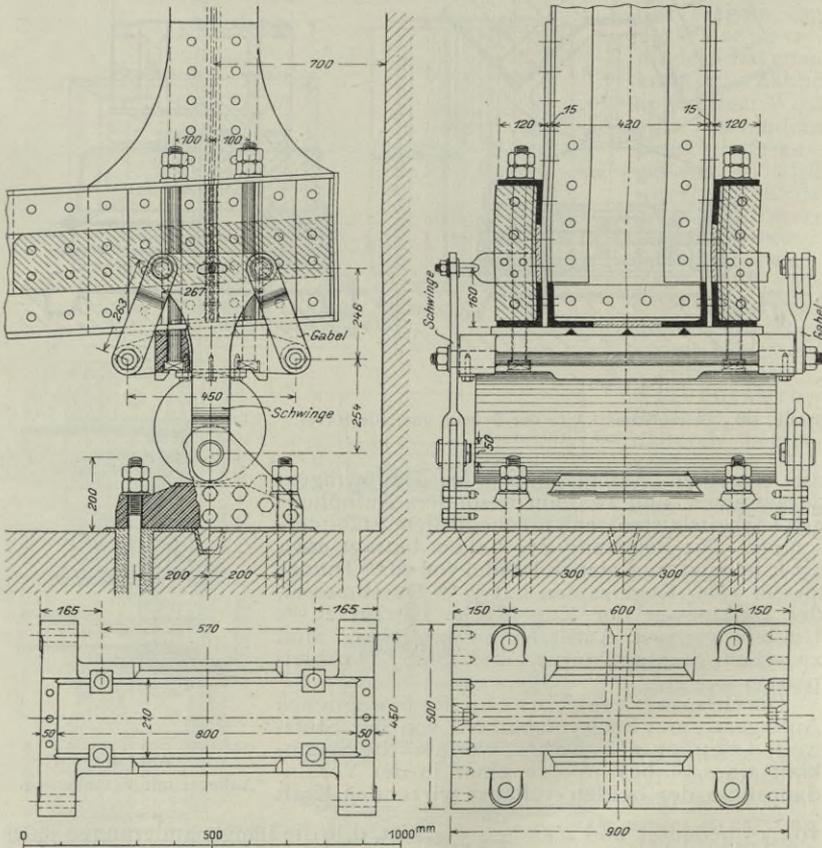


Abb. 412 a-d. Bewegliches und verankertes Lager der Stößensee-Brücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Berlin.

bedeckter stark ausladender Fahrbahn und bei bestimmter schief von unten kommender Windrichtung groß werden. Lagersicherungen gegen Umkippen sind namentlich bei Brücken, welche in Sturmgebieten liegen, wichtig. Bei Brücken mit Kragarmen (durchlaufenden Trägern und

Gerberbalken) ordnet man meist Endverankerungen an, auch wenn sich rechnerisch keine negativen, d. h. nach oben gerichteten Auflagerkräfte ergeben, um die Sicherheit zu haben, daß die Brücken-Enden sich bei stoßweiser Belastung nicht abheben. Jedenfalls ist eine solche Verankerung eine Sicherheitsvorkehrung, die nur zu empfehlen ist. Will man die Berechnung einer Ankerkraft durchführen, so nehme man die belastenden Einflüsse anderthalbfach bis doppelt so groß an als die entlastenden Einflüsse.

Eine Verankerung eines beweglichen Lagers, welche die vollkommenste Längsbeweglichkeit gewährt, ohne die feste Verankerung zu verlieren noch dadurch behindert zu werden, ist dem Verfasser durch D. R. P. 192 641 geschützt und bei der Stößensee-Brücke verwendet worden. Diese Aufgabe ist in der Weise gelöst, daß die Lagerplatten, zwischen denen der den Druck übertragenden Lagerkörper liegt, also z. B. eine Walze, durch eine Gelenkeradeführung mit einander verbunden sind. Ohne daß dann die parallele Bewegung der Lagerteile gegeneinander in irgend einer Weise gestört werden, kann die Zugkraft von dem oberen Lagerteil nach

dem unteren und von da in den Baugrund abgeführt werden. Die Wirkungsweise möge an Abb. 411 erläutert werden. Die Platten *a* und *b* sind zu beiden Seiten durch ein gelenkiges Stabwerk von der Form einer Gelenkkette *d, i* mit einander verbunden, die sich in dem Punkte *e* an die Platte *a* und in den Punkten *f* an die Platte *b* anschließt. Die Gelenkketten *d, i* übertragen die Zugkräfte und dienen gleichzeitig zur Geradföhrung der Platte *a* und *b* bei Längenänderungen des Ueberbaues. Eine Ausführung zeigt die Abb. 412 des beweglichen Auflagers der Stößensee-Brücke, dessen Einzelheiten aus den Abbildungen deutlich zu ersehen sind. Die Glieder der Gelenkkette sind Flacheisen von 20 mm Stärke mit 50 mm bzw. 20 mm dicken Bolzen. Der Durchmesser der Walze ist 300 mm. Der größte übertragene Zug ist 20 t, mit dem die Berechnung der Zugglieder ausgeführt ist.

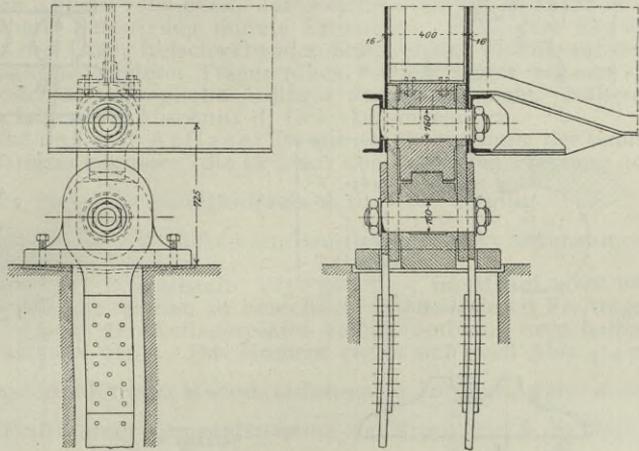


Abb. 413. Verankerung der beweglichen Auflager der Mühlenort-Brücke in Lübeck. (Nach Z. V. D. I. 1900 S. 771.)

ansschließt. Die Gelenkketten *d, i* übertragen die Zugkräfte und dienen gleichzeitig zur Geradföhrung der Platte *a* und *b* bei Längenänderungen des Ueberbaues. Eine Ausführung zeigt die Abb. 412 des beweglichen Auflagers der Stößensee-Brücke, dessen Einzelheiten aus den Abbildungen deutlich zu ersehen sind. Die Glieder der Gelenkkette sind Flacheisen von 20 mm Stärke mit 50 mm bzw. 20 mm dicken Bolzen. Der Durchmesser der Walze ist 300 mm. Der größte übertragene Zug ist 20 t, mit dem die Berechnung der Zugglieder ausgeführt ist.

Wie eine derartige Verankerung ausgeführt werden kann, ohne die Längsbeweglichkeit zu hindern, zeigt auch die Anordnung bei der Kaiser-Brücke in Breslau (Abb. 8 und 9, Taf. X). Dieses negative Auflager ist auf S. 326 ausführlich erläutert. Bei der auf S. 186 durch Abb. 229 dargestellten Konstruktion der Treskow-Brücke (s. S. 296 u. f.) ist die Möglichkeit eines negativen Auflagerdruckes von 30 t in Rechnung gesetzt, indem zwei Rollen *r* unter die Muttern des Ankerbolzens gesetzt sind. Unter die Rollen faßt ein Ansatz des Hauptträgers mit Laufschienen. Der Anker *a* ist von der Mauer aus durch die Steinschraube *b* in senkrechter Lage festgehalten und am unteren Ende im Mauerwerk durch zwei L-Eisen derartig

befestigt, daß das von diesem Rost erfaßte Mauerwerk hinreichende Sicherheit gegen Abreißen von Mauerteilen infolge der aufwärts wirkenden Kraft gewährt.

Abb. 413 zeigt das bewegliche Auflager der Mühltentor-Brücke in Lübeck über den Elb-Trave-Kanal. Es ist als Gleitlager wegen der nur kleinen Bewegungen ausgebildet, welches die positiven senkrechten Drücke unmittelbar überträgt; der negativen Kräfte halber tragen die gußeisernen Lagerteile Bolzen, um welche Augenstäbe gelegt sind, die also bei wagrechter Verschiebung mitpendeln können. Die senkrechte aus Flacheisen bestehende Ankerkonstruktion, die unten tief im Mauerwerk verankert wird, ist oben mit jenen Bolzen der unteren Lagerteile fest verbunden.

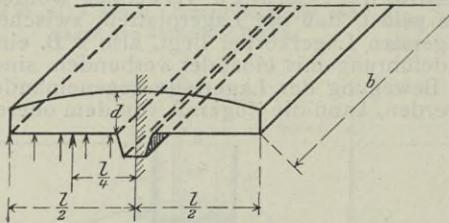


Abb. 414.

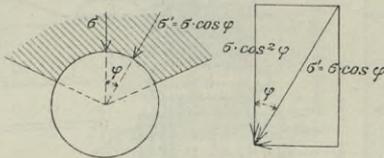


Abb. 415.

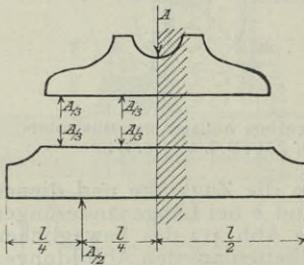


Abb. 418.

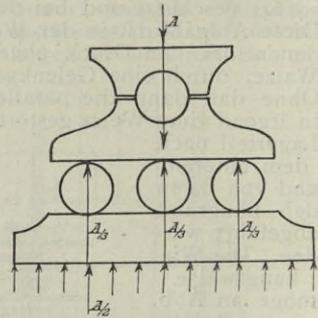


Abb. 417.

Skizzen zu
der Berechnung
der beweglichen
Auflager.

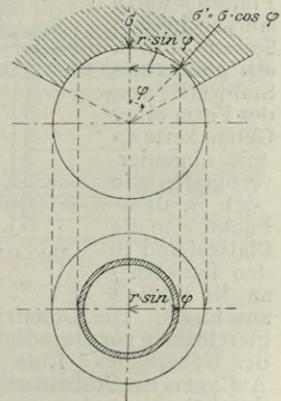


Abb. 416.

Diese Anordnung ist jedoch nur bei sehr kleinen Spannweiten statthaft, da Ankerteile bei der Schiefstellung eigentlich eine Verkürzung erleiden. Wenn nicht hinreichend Spiel vorhanden ist, würde die Beweglichkeit unmöglich sein.

Zur Sicherung gegen Verschiebung des Lagers auf dem Auflagerstein genügen angegossene Nasen, da die Reibung zwischen Eisen und Stein schon ausreichen würde. Früher wendete man häufig Steinschrauben an. Der Auflagerstein kann nie so genau abgearbeitet werden, daß die Auflagerplatte überall aufsitzt. Deshalb untergießt man das Auflager zwecks gleichmäßiger Druckverteilung mit einer 10–20 mm starken Zementfuge. Ist die Auflagerplatte jedoch so groß, daß nicht mit Sicherheit anzunehmen ist, daß der Zement den ganzen Zwischenraum vollkommen ausfüllt, so ordnet man lieber

eine 3—6 mm starke Hartbleifuge an. Auch bei kleinen Brücken, bei denen große Stoßwirkungen auftreten können, sind Zementfugen zu vermeiden.

Der gleiche Abstand der Walzen oder Pendel wird dadurch erhalten, daß man Rahmen anordnet. Diese bestehen aus zwei Flach- oder Winkel-eisen, in welche an die Walzen oder Pendel angegossene Zapfen eingreifen, und die durch Stehbolzen oder Flacheisen und dergl. verbunden sind. Die Zapfenlöcher in dem Rahmen kann man auch durch unten offene Schlitzlöcher ersetzen, sodaß ein Abheben des Rahmens möglich ist. Bei Pendel sind zwei Rahmen anzuordnen, durch welche der Parallelismus der Pendel erhalten bleibt. Gegen seitliche Verschiebung sichert man die Walzen durch Endwulste, welche über die Unterlagsplatte hinabragen. Aus ähnlichen Gründen erhalten auch die Zapfen Wulste oder auch Dorne, die sowohl in den Kippzapfen als auch in die Kippplatte eingreifen. Bei Tangentiallagern hat man in der Mitte Dorne angebracht, welche die Lagerkörper in der Mitte durchdringen und nur eine kleine Drehung, aber keine Querverschiebung zulassen.

Die Querverschiebung des Trägers gegen die Lager wird durch Rippen an jenen Teilen vermieden, auf welchen der Träger ruht oder durch unmittelbare Befestigung mittels Schrauben. Besondere Erwähnung verdienen die Lager freischwebender Stützpunkte, welche auf den Enden von Kragarmen anderer Träger ruhen. Diese Lager können als feste Gelenke oder als bewegliche Auflager ausgebildet sein. Näheres hierüber ist im folgenden Abschnitt d, Gelenke, angegeben.

Die Berechnung der Auflager ist mit der Bestimmung der Größe der Unterlagsplatte zu beginnen, die sich aus der zulässigen Pressung des Auflagersteines σ und den Auflagerdruck A zu $F = \frac{A}{\sigma}$ ergibt.

Hierbei ist σ für die nachstehenden Baustoffe wie folgt anzunehmen:
 Basalt . . . 75 kg/qcm, Granit . . . 45 kg/qcm,
 Basaltlava . 40 „ Sandstein . 15—30 „, im Mittel 20 kg/qcm.

Die Tangentiallager werden so berechnet, daß man sie als Freitragler von der halben Länge der Auflagerplatte auffaßt und mit dem halben Auflagerdruck belastet denkt. Das Moment ergibt sich nach Abb. 414 zu

$M = \frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$. Das erforderliche Widerstandsmoment ist dann, wenn d die der Stärke der Platte unter Vernachlässigung der Rippe und b die Breite der Platte bedeutet, $W = \frac{b d^2}{6} = \frac{M}{\sigma_b}$, woraus sich die erforderliche Platten-

stärke d ergibt. Die zulässige Biegungsbeanspruchung kann hierbei für Gußeisen zu $\sigma_b = 250$ kg/qcm, für Stahlguß zu $\sigma_b = 1000$ kg/qcm angenommen werden. Die Höhe der Rippe macht man im allgemeinen $\frac{3}{4}$ ihrer Breite.

Die Berechnung des Kippzapfens für feste und bewegliche Auflager erfolgt nach Abb. 415 unter der Annahme, daß die Spannung σ' an einer beliebigen Stelle das Gesetz $\sigma' = \sigma \cos \varphi$ befolgt (nach Müller-Breslau), wenn σ die Druckbeanspruchung des neuen Zapfens in der Mitte bedeutet ($\sigma_{\max} = k =$ zulässige Beanspruchung, für Stahl 1,2 bis 1,5 t/qcm).

Ist ferner A der größte Auflagerdruck in t , r der Halbmesser des zylindrischen Zapfens, b dessen Länge, so muß sein, wenn die Berührungsfläche dem Zentriwinkel 2φ entspricht:

$$A = 2 \int_0^{\varphi_0} \sigma \cos^2 \varphi \cdot b \cdot r \cdot d\varphi = 2 \sigma b \cdot r \left[\frac{\varphi_0}{2} + \frac{\sin \varphi_0 \cos \varphi_0}{2} \right],$$

$$\text{woraus folgt } r = \frac{A}{\sigma b [\varphi_0 + \sin \varphi_0 \cos \varphi_0]}.$$

Nimmt man z. B. an, daß Zapfen und Lagerkörper bis $\varphi_0 = 45^\circ$ genau zusammenpassen, so ergibt sich zur Berechnung des Zapfens $r = \frac{0,8 A}{\sigma b}$.

Es empfiehlt sich, den Zapfen nicht zu groß zu machen, sondern lieber eine höhere Beanspruchung zuzulassen.

Unter der gleichen Annahme für die Spannungsverteilung ergibt sich für den Kugelzapfen, da ein kreisförmiges Flächenelement (in Abb. 416 schraffiert) gleich $2 \cdot r \sin \varphi \cdot \pi \cdot r \cdot d \varphi$ ist,

$$A = 2 \int_0^{\varphi_0} \sigma \cos^2 \varphi \cdot 2 \pi r^2 \sin \varphi d \varphi = 4 \pi r^2 \int_0^{\varphi_0} \sigma \cos^2 \varphi \sin \varphi d \varphi.$$

Für $\varphi = 45^\circ$ erhält man für den Kugelzapfen $\sigma = \frac{2 A}{\pi r^2}$.

Die Kipplatte und der Lagerstuhl beim festen Kipplager werden ebenfalls als in der Mitte eingespannt angesehen und als Freitragler auf die bereits angedeutete Art berechnet. Beim Rollenlager ist für den Lagerkörper und die Grundplatte die ungünstigste Walzenstellung zu berücksichtigen, wozu nach Seite 347 die größte Verschiebung des Hauptträgerendes zu bestimmen ist. Die Gegendrucke der Rollen stellen sich hierbei als Einzellasten dar (Abb. 417) und Lagerkörper sowie Grundplatte sind wieder in der Mitte eingespannt zu denken (Abb. 418).

Die Berechnung der Rollen und Pendel erfolgt nach der aus den

Hertz'schen Versuchen hervorgegangenen Formel $\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{P \cdot E}{r}}$, wo P

die zu übertragende Last in Tonnen für 1 cm Rollenlänge, E das Elastizitätsmaß in t/qcm , r den Halbmesser der Rolle in cm bedeutet. Am zweckmäßigsten ist es, wie bereits erwähnt, nur eine Rolle anzuwenden. In diesem Falle kann, da es sich um reinen Druck mit Anschluß von Zerknickung und größeren Ausweichungen beim Quetschen handelt, für σ als Grenze bei bestem Stahlguß 6 bis $7 t/qcm$ gesetzt werden.¹⁾

Bei mehreren Rollen, wo die gleichmäßige Lastverteilung unsicher wird, läßt sich unter obiger Voraussetzung Zahl (n), Durchmesser (d) und Länge (b) der Rollen in cm aus der Formel $n b d = 28$ bis $40 A$ (A in Tonnen) bestimmen. Hierbei ist $\sigma = 5,25$ bis $4,5 t/qcm$, für Gußeisen ist σ im ersten Falle bis $4 t/qcm$, im zweiten Falle bis $3 t/qcm$ zulässig und dementsprechend $n b d = 40$ bis $56 A$. Die Dicke der Pendel soll $2 \sqrt{l}$ (s. Seite 347) sein, sie kann in der Mitte jedoch auf $0,16 d$ eingeschränkt werden. Die Länge der Rollen oder Pendel hängt von der Gurtbreite des Trägers ab.

Die Flach- oder Winkeleisen, die die Rollen zusammenhalten, sollen $0,50 d$ hoch und $0,15 d$ dick sein und die diese zusammenhaltenden Stehbolzen sollen einen Durchmesser von $0,25 d$ haben.

Bei Pendel oder Flachwalzen werden auf beiden Seiten je zwei Flacheisen von $\frac{1}{3} d$ Höhe verwendet.

Die Dicke der Lagerplatte richtet sich nach den Biegungs-Spannungen, jedenfalls ist sie $> 0,2$ bis $0,3 d$ und die Länge so zu bemessen, daß der Zwischenraum zwischen den Rollen bzw. Pendeln nicht größer ist als zur Reinhaltung erforderlich wird, etwa 2 cm. Empfehlenswert ist es, die beweglichen Teile mit einem Blechkasten zu umhüllen, um die Ansammlung von Schmutz und Wasser zwischen den beweglichen Teilen zu verhindern. Die Breite kann man soweit ausdehnen, als es die gleichmäßige Uebertragung der Last auf den Auflagerstein zuläßt, jedoch nicht über $1,4 b$.

¹⁾ Vergl. Weyrauch. Zeitschr. d. Arch.- u. Ing.-Ver. zu Hannover 1894, S. 141.

²⁾ Näheres s. Handbch. d. Ing.-Wiss. II. Bd. 3. Abt., Leipzig, Engelmann 1907, S. 131, bearbeitet vom Verfasser.

d. Gelenke.

Die Gelenke dienen dazu, innerhalb eines Tragwerks Momenten-Nullpunkte festzulegen, d. h. Punkte zu bilden, die wohl Normalkräften aber keinen Drehmomenten Widerstand bieten. Man unterscheidet unverschiebliche und verschiebliche Gelenke. Letztere Anordnung ist erforderlich, wenn eine Längenveränderung im Tragwerk infolge Wärmeausdehnung möglich sein soll. Erstere entsprechen daher den festen, letztere den beweglichen Lagern. Das Kennzeichen von Lagern ist, daß sie die Lastübertragung zwischen Ueberbau und Unterbau vermitteln, während Gelenke innerhalb des eisernen Tragwerkes naturgemäß meist anderen Ausbildungsbedingungen unterliegen. Sie finden Verwendung

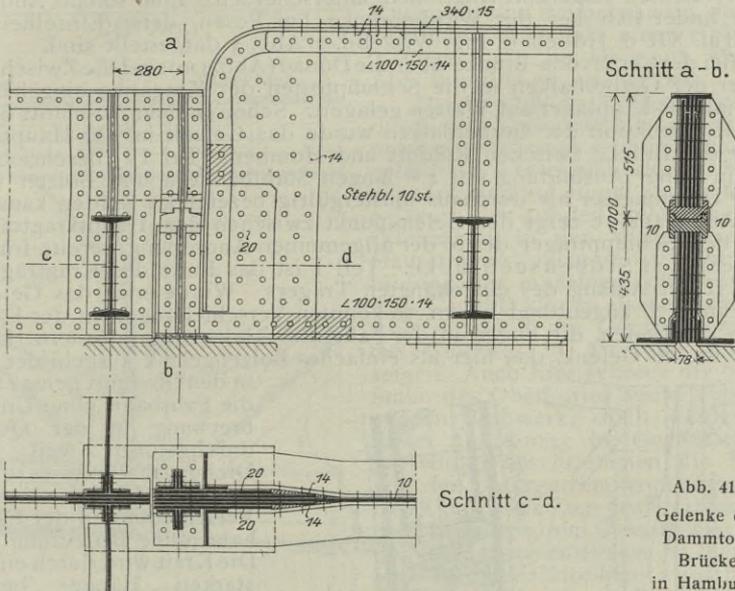


Abb. 419.
Gelenke der
Damm-
Brücke
in Hamburg.

bei Gerberbalken und Bogenbrücken, bei welch' letzteren Kämpfergelenke und Lager allerdings dasselbe sind und nur unverschiebliche Gelenke in Frage kommen.

Einen Gelenkstoß einfacher Art zeigt Abb. 419, der bei der Straßenunterführung Schulterblatt in Hamburg zur Ausführung gelangt ist. Hier sind die beiden zusammenstoßenden Träger blattartig ausgeschnitten und mittels eines Stahlgelenkes auf einander gelagert. Das Gelenk ist so ausgebildet, daß eine seitliche Verschiebung der Träger ausgeschlossen ist. Es ist in solcher Lage angeordnet, daß die Drehung durch die Fahrbahnabdeckung nicht gehindert wird und letztere wieder derart, daß kein Kies aus dem Oberbau in das Tragwerk dringen kann. Das ist durch Kegelform der seitlichen Blechabdeckung erreicht, wie es in Abb. 183 und 184 auf S. 161 bei dem ähnlichen Gelenk der Unterführung des Dammtdammes in Hamburg zur Ausführung gelangt ist. Hier liegen die Gelenke genau in der Ebene der Fahrbahnabdeckung.

Eine andere Anordnung als Gerberstoß zeigt die vom Verfasser entworfene Bille-Brücke in Hamburg, Abb. 318, S. 272¹⁾. Bei dieser ist der Obergurt völlig durchbrochen eingelagert und der Untergurt in dem rechts

¹⁾ Siehe auch Handb. d. Ing. Wiss. Bd. II, Abt. 3, bearb. vom Verf. Taf. XII.

liegenden Knotenpunkte mittels länglicher Bolzenlöcher an das Knotenblech durch Schrauben angeschlossen, damit die Beweglichkeit nicht gehindert wird (sogenannter blinder Anschluß).

Bei größeren Brücken Gerber'scher Bauart werden die Gelenke so ausgebildet, daß man an den Enden der Kragarme feste Auflagerflächen schafft, auf denen gewöhnliche Lager ruhen. An den Enden solcher Kragarme sind die Gurtungen, Schrägen usw. durch Knotenbleche verbunden, welche den Druck der schwebenden Träger aufzunehmen haben. Zu dem Zwecke wird die obere wagrechte Kante des Knotenbleches durch Winkeleisen gesäumt und auf diese eine Platte genietet, welche dazu dient, die Grundplatte der Lager aufzunehmen, von denen eines fest, das andere auf Walzen beweglich ist und im übrigen sich gar nicht von den Lagerkonstruktionen unterscheiden. Eine solche Anordnung findet sich bei der Warthebrücke bei Posen, deren Einzelheiten auf Taf. XII d. Hdbch. d. Ing. Wiss. Bd. 2 Abb. 3 dargestellt sind.

Bei der Cernavoda-Brücke über die Donau (Abb. 420) sind die Zwischenträger der Gerberbalken in die Schlußpfosten der Kragarme eingehängt und mittels Kipplager auf Walzen gelagert. Schon in dem Abschnitt über die Konstruktion der Gerberbalken wurde das Gelenk in der Hauptöffnung der Brücke zwischen Ruhrort und Homberg (Taf. IV) beschrieben, das in seiner Ausbildung mit 4 m langen Stahlbändern und Bolzen von 28 cm Durchmesser als durchaus mustergültig bezeichnet werden kann.

Abb. 421 a—c zeigt den Gelenkpunkt zwischen dem Hauptkragträger und dem Schleppträger der in der allgemeinen Anordnung bereits früher vorgeführten Stoßenseebrücke. Teil I ist das Ende des Kragträgers, Teil II der Anfang des eingehängten Trägers. Würde man das Gelenk im Punkte U angeordnet haben, so könnten Verschiebungen in der Fahrbahn stattfinden, die Fugen in der Fahrbahn-Abdeckung erfordern. Deshalb ist das Gelenk, das hier als einfaches Bolzengelenk ausgebildet ist,

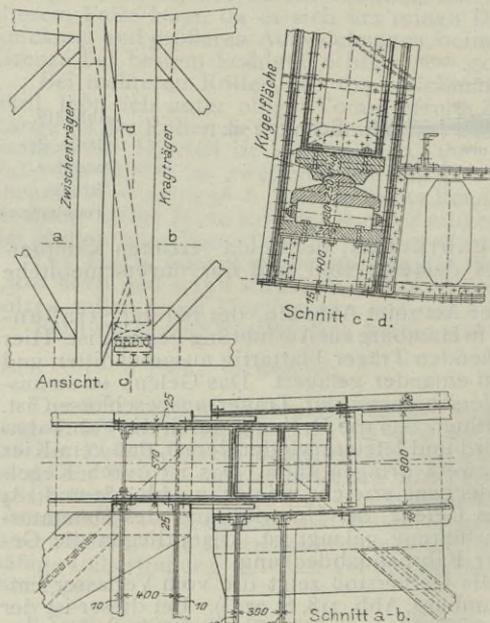


Abb. 420. Gelenke der Cernavoda-Brücke über die Donau. (Handb. Ing. Wiss. III, 2. Tafel XII.)

in den Obergurt gelegt und die Fahrbahn ohne Unterbrechung in der Quere durchgeführt, weil der Drehungshalbmesser so gering wird, daß die lineare Verschiebung in der Fahrbahn ohne Bedeutung ist. Die Kraft wird durch einen starken Hänge- bzw. Druckpfosten nach dem Untergurt übertragen. Die Gurtquerschnitte sind an den Gelenkstellen durch aufgenietete Platten verstärkt; das Festhalten des Bolzens erfolgt in einfacher Weise durch ein Flacheisen, das in einen Bolzeinschnitt genau eingepaßt und an der Konstruktion festgeschraubt ist, und so sowohl eine Drehung wie auch eine Bewegung in der Längsrichtung unmöglich macht. Der Trägerteil II hat im Untergurt eine Verlängerung, die in den Teil I hineingreift, und so ein seitliches Ausbiegen des

eingehängten Trägers verhindert. Das Gelenk liegt 22 cm außerhalb der Netzlinie; da sein Druck etwa 93 t beträgt, so hat der Obergurtstab ein Biegemoment von $93 \cdot 0,11 = \text{rd. } 10,25 \text{ mt}$ zu übertragen. Da dieser Stab nicht mit zum tragenden Stabwerk gehört, so kann er dieses Moment gut aufnehmen.

Eine andere Ausbildung zeigt das in Abb. 422, A—D dargestellte Gelenk, das in der ebenfalls vom Verfasser entworfenen, 1910 vollendeten Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße zur Anwendung gekommen ist. Hier ist der Hauptträger der Mittelöffnung nach beiden Seitenöffnungen ausgekragt. Auf diesen Kragarmen sind die eingehängten Träger gelagert. Der Träger der Mittelöffnung und die Kragarme sind doppelwandig, der eingehängte Träger hat einen einfachen T-Querschnitt im Obergurt, wie aus Abb. B und D zu ersehen ist.

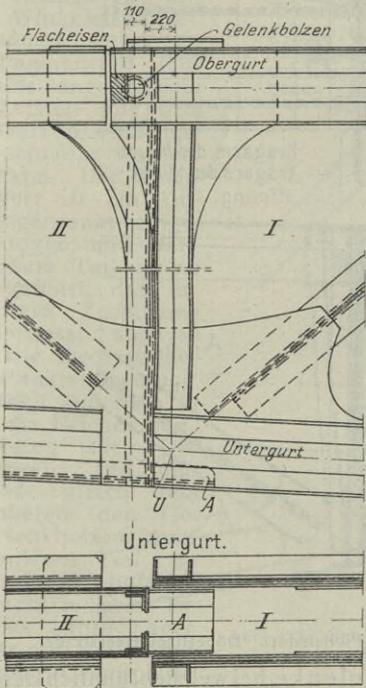


Abb. 421a—c. Gelenke der Stößenseebrücke.
Döberitzer Heerstraße Berlin.

im Obergurt, der Untergurt ist mit Langlöchern, also blind, angeschlossen. Die bewegliche Auflagerung des Zwischenträgers ist in diesem Falle als ein Gelenk im Obergurt ausgebildet. Zu diesem Zwecke ist der Endknotenpunkt des Zwischenträgers durch aufgenietete Platten verstärkt, der Endpfosten des Kragträgers ist gespreizt und mit einer Stahlgußplatte versehen auf der eine zweite Platte ruht, die mit dem Knotenpunkt des Zwischenträgers vernietet ist. Der letzte spannungslose Obergurtstab ist durch aufgenietete Platten zu einer Gabel ausgebildet, die den gespreizten Pfosten in seiner lotrechten Lage festhält, dem Zwischenträger aber eine Längsbewegung erlaubt.

Dieser einfache T-Querschnitt ist durch zwei Stahlgußstücke, die an ihrer unteren Seite einen entsprechend ausgebildeten Ausschnitt erhalten haben, verstärkt und auf einem Stahlgußsattel gelagert, der auf den Stehblechen des Querträgers in der Mittelebene des Hauptträgers gelagert ist. Die Ausbildung der einzelnen Stücke ist aus Abb. C und D klar zu ersehen, während Abb. A und B die Gesamtanordnung des Gelenkes in An- und Aufsicht zeigen. Auch hier gehören die beiden Stäbe des Obergurtes nicht zum tragenden Stabwerk, doch werden bei dieser Anordnung im Gegensatz zu der vorher beschriebenen die Kräfte von den Untergurtnotenpunkten zentrisch durch die Zug- bzw. Druckstäbe nach bzw. von dem Gelenkpunkt übertragen. Im wesentlichen ist hier also ein Tangentialkipplager geschaffen, das Längskräfte durch die Ausbildung des unteren Einschnittes übertragen kann. Der untere Teil des eingehängten Trägers kann ungehindert in dem Ende des Kragarmes pendeln. Die Aufstellung bietet keine Schwierigkeiten.

In Abb. 423, S. 357 ist die Gelenkausbildung eines Normalviaduktes von 21 m Stützweite der Berliner Hochbahn dargestellt. Das Gelenk liegt

Bei den Bogenbrücken können Kämpfer- und Scheitelgelenke zur Anwendung gelangen. Sie sind so auszubilden, daß die Normal-Kräfte in den Richtungen, wie sie sich aus der statischen Berechnung durch die Gruppierung der verschiedenen Belastungsmöglichkeiten ergeben, übertragen werden können. Bei den Kämpfergelenken handelt es sich um die Drehung des Bogenträgers um einen Stützpunkt, der mit dem Widerlager verbunden ist. Erfolgt die Drehung, wie beim Balkenlager um einen Zapfen, der oft mit dem einen Gelenkteil ein Stück bildet, so bezeichnet man das Gelenk als Zapfengelenk, bei besonderem Bolzen Bolzengelenk. Bei den Kämpfergelenken sind im allgemeinen große Reibungswiderstände zu überwinden. Man hat deshalb bei großen amerikanischen Brücken Rollen zwischen die sich gegeneinander drehenden Teile gelegt. Eine zweckmäßige

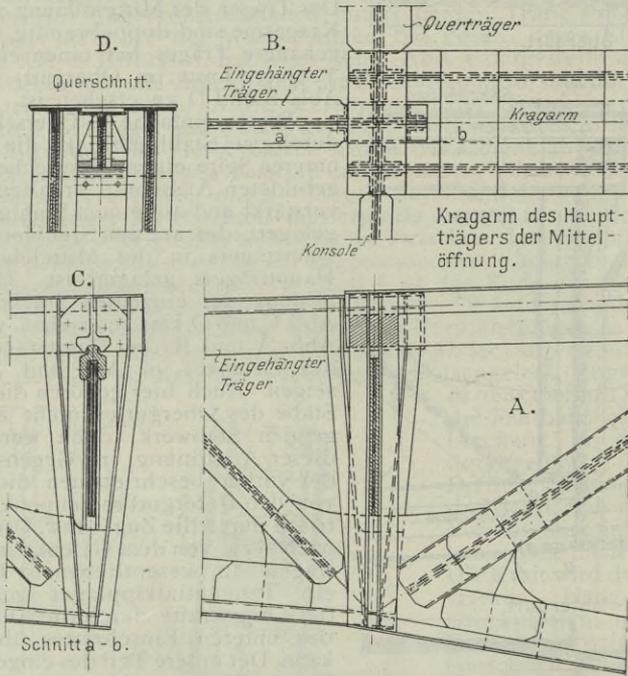


Abb. 422 A—D. Gelenke der Havelbrücke bei Pichelsdorf. Döberitzer Heerstraße.

Ausbildung von Gelenken sind die Wälzgelenke, bei welchen, ähnlich den Tangentialkipplagern der Balkenbrücken, sich zwei konvexe oder eine konkave und eine konvexe oder auch eine konvexe und eine ebene Fläche aufeinander abrollen. Es ist darauf zu achten, daß im zweiten Falle die Halbmesser nur wenig voneinander verschieden sind, damit die Pressung der Flächen nicht zu groß wird. Die sich abwälzenden Flächen sind meist Zylinder-, seltener Kugelflächen. Es sind Vorkehrungen zu treffen, um ein etwaiges Abgleiten der einen Fläche von der anderen zu verhüten. Zur Sicherung, bezw. Aufnahme der Querkkräfte bei nicht normal gerichteten Kämpferdrücken dienen Dorne bzw. Rundeisen, welche an dem einen Teil des Gelenkes befestigt sind und in ein zylindrisches Loch des anderen Teiles so hineinragen, daß eine Wälzung des Gelenkes noch möglich ist.

Bei kleinen Stützpfählern kann man das Gelenk (Wälzgelenk) so ausbilden, daß an dem einen Trägerteil ein Flacheisen befestigt wird, welches

sich in einen Schuh des Widerlagers setzt (Abb. 424 S. 358). Die Berührung bei der Drehung findet nur annähernd in einer Linie statt; diese Ausbildung kommt deshalb nur für geringe Kräfte in Frage.

Zum Nachstellen der Gelenke auf die genaue Höhe bei Aufstellung oder gar bei Widerlager-Verschiebungen dienen Keile. Die Grundfläche des Gelenkes soll zur Halbierungslinie der äußersten Auflagerdruckrichtungen senkrecht stehen. Der Gelenkbock greift mit Rippen in den Auflagerstein ein, um gegen Abgleiten gesichert zu sein. Als Beispiel eines Kämpfergelenkes sei auf das Gelenk der Ebertsbrücke (Tafel V) hingewiesen. Abb. 425 zeigt den Auflagerpunkt der Mittelöffnung der Rheinbrücke bei Bonn. Wie die Einzelheiten des Lagers erkennen lassen,

sind die Stege des Untergurtes durch aufgelegte Platten verstärkt und mit

Winkelisen gesäumt, sodaß der Lagerkörper mittels angelegener Leisten mit dem Gurt zusammengeschaubt werden kann. Der Untergurt ist am Auflagerpunkt eingezogen und der obere Teil ist so

geführt, daß er diese Zuspitzung fortsetzt und so die theoretische Punktauflagerung

auch äußerlich in die Erscheinung treten läßt. Der untere Teil umfaßt gleich dem oberen den Gelenkbolzen zum

größten Teil, sodaß ein Abgleiten nicht möglich ist. Das ganze Lager ist mit Keilen auf einer Grundplatte

befestigt, die mit Rippen nach allen Seiten weit ausladet und so den Druck auf die erforderliche Fläche verteilt. Ferner sei das Gelenk der Mannheimer Brücke hier aufgeführt (Tafel VI). Wie aus der Abbildung zu ersehen, sind die Gurte in einen Punkt zusammengeführt und durch kräftige Knotenbleche miteinander verbunden. Das massive Endstück aus Stahlguß ist so gebildet, daß es mit den Enden der Gurten einen runden Abschluß gibt, und so die Punktauflagerung klar zu sehen ist, die durch den Gelenkbolzen aus Stahl von 180 mm Durchmesser bewirkt wird. Die Einstellung des Auflagerkörpers, der eine Grundfläche von $1,2 \times 1,7^m$ hat, wird durch Keile bewirkt.

Dies in einfachster Weise genau der Kräftewirkung entsprechend ausgeführte Gelenk stellt in dieser Zusammensetzung zugleich eine künstlerisch hoch befriedigende Lösung des Auflagerpunktes dar, und ist deshalb der geringe Mehraufwand an Eisen nicht zu scheuen. Es ist dringend

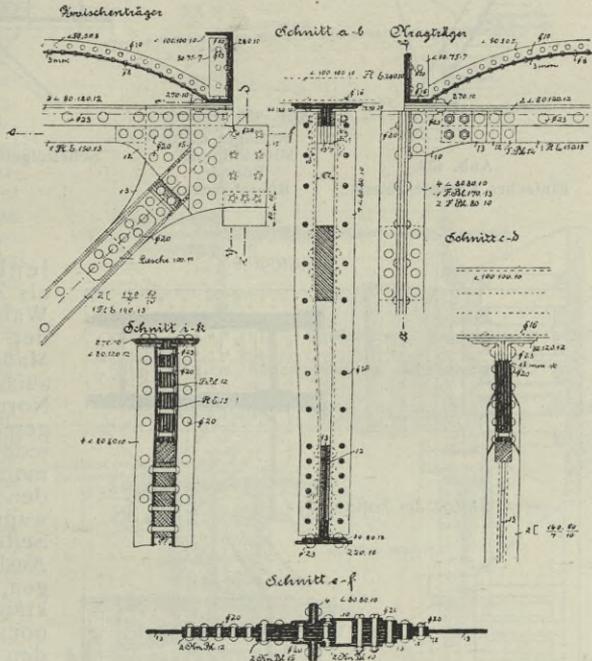


Abb. 423. Gelenkausbildung eines Normalviaduktes der Berliner Hochbahn. (Aus D. B. Z. 1901 S. 564.)

zu raten, beim Entwerfen von Bogenbrücken das Kämpfergelenk, seinen Einbau im Widerlager, sowie den Anschluß der Fahrbahn zuerst klarzustellen und danach die Stellung des ersten Pfostens zu bestimmen, von der die Teilung der übrigen Pfosten meist abhängt.

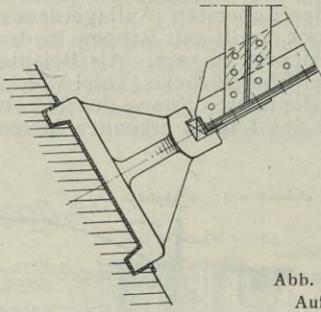


Abb. 424.
Einfaches Kämpfergelenk.

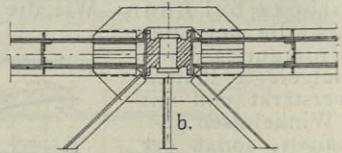
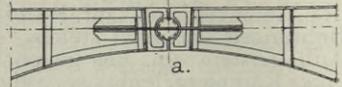
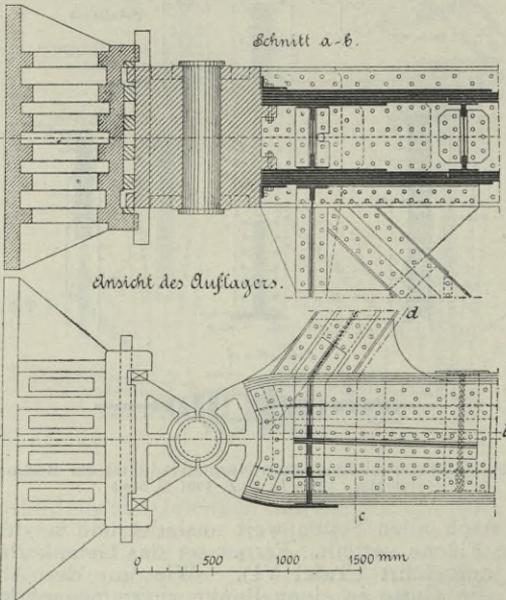


Abb. 426.
Scheitelgelenk einer Bogenbrücke.

Abb. 425 (unten).
Auflager der
Mittellöffnung.
Bonner
Rheinbrücke.

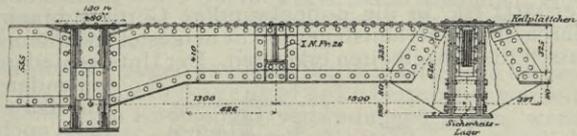


D. B. Z. 1898 S. 660.

Die Scheitelgelenke werden ebenfalls als Zapfen-, Bolzen- und Wälzgelenke ausgebildet. Sie haben nach Maßgabe der Berechnung auch schräg gerichtete Normalkräfte in der Trägerebene aufzunehmen, jedoch keine Biegemomente. Zerlegt man den Scheiteldruck in eine wagrechte und lotrechte Seitenkraft, so ist bei der Ausbildung Sorge zu tragen, daß beide Seitenkräfte einwandfrei aufgenommen werden. Außer den Kräften in der Trägerebene können hierzu noch senkrecht Windkräfte auftreten, die ebenfalls durch das Scheitelgelenk aufzunehmen sind, möglicherweise auch Zugkräfte. Die Ausbildung der Gelenke kann auf verschiedene Art erfolgen.

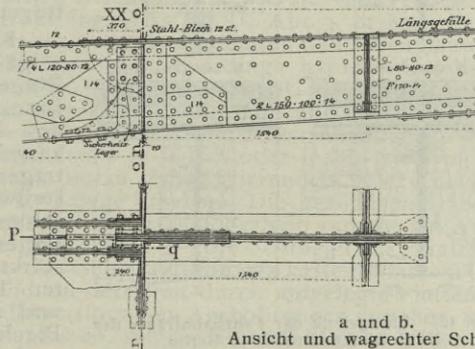
Abb. 426 zeigt eine Anordnung, bei welcher sich Lagerschalen der beiden Trägeteile gegen einen Bolzen legen, welchen sie fast vollständig umfassen, wodurch die wagrechte und lotrechte Seitenkraft des Scheiteldruckes aufgenommen wird. Zur Sicherung gegen Herauspringen des Bolzens empfiehlt es sich außerdem eine Vorrichtung anzubringen, die z. B. in zwei wagrechten Blechen in Bolzenmitte bestehen kann. Die beiden wagrechten Bleche, die bei Drehungen genügend federn, dienen dann auch zur Aufnahme von Zugkräften, falls der Bogengurt zeitweise Zug-

kräfte zu übertragen hat. Auch können an der einen Seite des Bleches die Windschrägen und -Pfeiler leicht angeschlossen werden. Eine andere Anwendung kann so getroffen werden, daß die beiden Bogenhälften den Bolzen scharnierartig umfassen. Hier werden sämtliche Kräfte ohne weiteres aufgenommen. Zur Aufnahme des Lochwanddruckes sind beide Bogenteile durch aufgenietete Bleche zu verstärken.



c. Schnitt nach n-o.

Bei mehreren Brücken der Berliner Stadtbahn sind zur Aufnahme der lotrechten Kräfte besondere Federgelenke ausgeführt nach Angaben von Schwedler. Diese Konstruktion, die bei der Stadtbahn für Bogenbrücken verwendet wurde, ist bei einigen Straßen-Brücken der Stadt Berlin später bei Balkenbrücken angewendet worden. So zeigt z. B. das S. 360 in Abb. 427 a bis d nach: „Die Straßen-



a und b. Ansicht und wagrechter Schnitt.

Abb. 428 a-c. Federgelenk im Fahrbahnträger.

Brücken Berlins“ dargestellte Federgelenk den Anschluß der Fahrbahnträger. Stahlfedern von 10 mm Stärke sind winkelförmig gebogen und zwar so, daß der eine Schenkel stets dieselbe Breite behält, während der andere stets an Breite zunimmt. Benutzt man diese Stahlwinkel nun als Anschlußwinkel und legt zwischen die schrägen Schenkel schmale Flacheisen, die mit der Außenkante bündig liegen, so entsteht eine Verbindung, die auf dem einen Ende fest ist

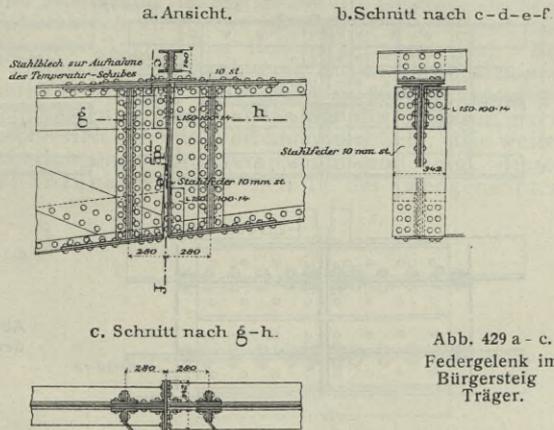


Abb. 429 a - c. Federgelenk im Bürgersteig Träger.

Abb. 428 und 429. Gelenke der Weidendammer-Brücke über die Spree in Berlin (Kragträger). Aus „Die Straßenbrücken der Stadt Berlin“. Tafel 26 und 27.

und je weiter man nach dem anderen kommt, desto mehr das Bestreben hat, bei der Drehung um den festen Punkt nachzugeben. Die Abbildungen zeigen, daß die Fahrbahnträger oben fest miteinander verbunden sind, während die Untergurte nachgeben können, daß mit anderen Worten das Federgelenk im Obergurt liegt.

Eine dieser ähnlichen Bauart ist in dem auch als Gerberbalken konstruierten Hauptträger der Fahrbahn der Weidendammer-Brücke in Berlin zur Verwendung gekommen (s. Abb. 428). Der Hauptträger geht an dieser Stelle aus einem doppelwandigen Fachwerkträger in einen Blechträger über. So kann der Steg, der noch durch einige aufgelegte Platten verstärkt ist, in die doppelwandige Gurtung hineingeführt werden, wodurch ein Sicherheitslager leicht hergestellt worden ist. Die Abbildungen lassen die Einzelheiten erkennen. Der Unterschied gegenüber dem vorhergehenden Beispiel besteht darin, daß wagrecht auf die Gurtung noch eine Stahlfeder von 12 mm Stärke gelegt ist, die Längskräfte einwandfrei übertragen kann.

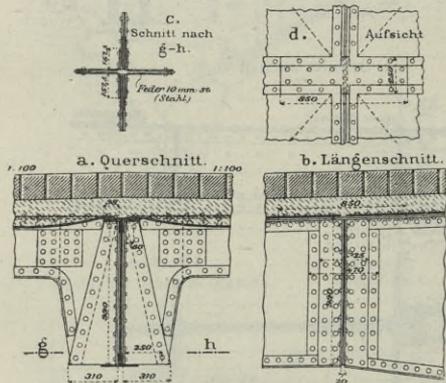


Abb. 427 Blattgelenk der Fahrbahnträger der Mühlendamm-Brücke in Berlin.

Aus „Die Straßenbrücken der Stadt Berlin“. Tafel 18.

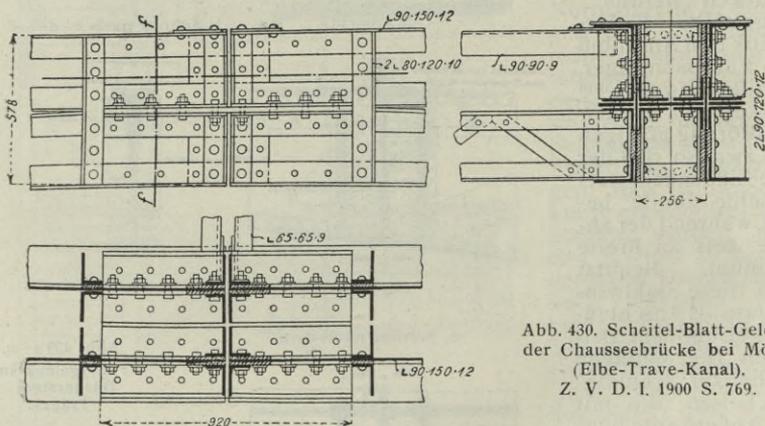


Abb. 430. Scheitel-Blatt-Gelenk der Chausseebrücke bei Mölln (Elbe-Trave-Kanal).

Z. V. D. I. 1900 S. 769.

100-150-14 von ungefähr 300 mm Länge mit dem schmalen Schenkel angelenket und die so entstandenen Flächen durch eine Stahlfeder von 342×10 mm miteinander verbunden. Die Uebertragung der Längskräfte wird durch ein 10 mm starkes Stahlblech bewirkt, das auf die Obergurte genietet ist. Hierdurch wird auch in diesem Falle der Drehpunkt in den Obergurte gelegt.

Ein gutes Beispiel für ein einfaches Blattgelenk bei einer Bogenbrücke zeigt Abb. 430, das Scheitelgelenk der Chausseebrücke bei

Mölln über den Elbe-Trave-Kanal.¹⁾ Die Gurtungen dieser Bogenbrücke mit Auslegern, die ersten dieser Art in Deutschland, sind im Scheitel so nahe zusammen geführt, daß der kleine Zwischenraum durch ein kräftiges Flacheisen ausgefüllt wird, das mit Schrauben an die Gurtungen angeschlossen ist, sodaß sowohl Längs- wie Querbeweglichkeit unmöglich, eine kleine Drehung dagegen zulässig ist, weil das elastische Flacheisen diese ohne großen Widerstand mitmacht.

Der Vollständigkeit halber mögen an dieser Stelle noch einige Einzelheiten der bereits auf S. 129 erwähnten Bogengelenke besprochen werden, welche an Stelle der genieteten Knotenpunktverbindungen treten, wenn es sich darum handelt Nietarbeit auf entlegenen Baustellen, namentlich überseeischen, zu sparen und die Aufstellung zu erleichtern. Ganz abgesehen von den amerikanischen Gelenkbolzen, wie sie vom Verfasser eingehend in dem Handbuch für Ing.-Wiss. Bd. II, Abt. 3. in Kap. IV S. 85 u. f. zur Darstellung gebracht sind, rühren die älteren deutschen Bauweisen von Gerber her (s. dieselbe Quelle). Neuerdings hat die Gesellschaft Harkort in Duisburg für Ausfuhrzwecke reine Gelenkbrücken geschaffen, bei welchen keine Nietarbeit auf der Baustelle erforderlich wird, zu der stets ein Stamm geschulter, ausgebildeter Arbeiter nötig sein würde. Zu diesem Zweck sind die Gelenke in jedem oder jedem zweiten Knotenpunkte angeordnet, damit die zu transportierenden Stücke noch gut verschiffbare Stäbe bis zu 8^m Länge ergeben. Die gezogenen Stäbe der Untergurte einfacher Balkenbrücken bestehen deshalb zumeist aus Augenstäben, die Pfosten aus breitflanschigen Γ -, die Schrägen aus vergitterten \square -Eisen und die Obergurte aus Gelenkstücken von kastenförmigem Querschnitt. An den Enden sind die letzteren durch aufgelegte Platten verstärkt, abgefräst und mit halbkreisförmigen Ausbohrungen versehen, womit sie die Gelenkbolzen halb umfassen, somit offene Gelenke bildend, die die Aufstellung sehr erleichtern. Zu beiden Seiten sind volle Querverbindungen in die Kastenquerschnitte eingesetzt. Um das Gelenk entsteht dadurch ein unten offener Hohlraum, der mit einem die Gurtfuge deckenden aufgeschraubten Schutzblech überdeckt ist und in den Pfosten und Schrägen mittels angenieteter Augen vom Bolzen getragen wird. Bei den Untergurtgelenken umfassen die angenieteten Augen die Pfosten und Schrägen mit den innerhalb und außerhalb angeordneten Augenstäben der Untergurte die Gelenkbolzen, die nach außen die Mutter tragen, nach innen den Kopf, an welche sich der Windverband anschließt. Die weiteren zeichnerischen Darstellungen, Querträgeranschluß und dergl., dieser Harkort'schen Gelenkbrücken finden sich in der obengenannten Bearbeitung.

¹⁾ Z. d. V. D. I. 1900, S. 769.

VI. Kapitel.

Bewegliche Brücken.

Einteilung und allgemeine Gesichtspunkte. Handelt es sich wie gewöhnlich um die Kreuzung zweier Verkehrswege von einiger Bedeutung, so sind die Anforderungen an die Sicherheit und Leistungsfähigkeit besonders auch an die Geschwindigkeit, mit welcher die Verkehrsstörung infolge der Bewegung des Brückenüberbaues wieder beseitigt wird, den neuzeitlichen Begriffen entsprechend ganz bedeutend gesteigert. Deshalb sollen solche Bauarten hier nur in Betracht kommen, die nach dieser Richtung hin von praktischer Bedeutung sind.

Man unterscheidet folgende Hauptarten von beweglichen Brücken:

A. Bewegliche Brücken mit festem Unterbau.

- I. Hubbrücken; das sind solche Brücken, bei denen der Ueberbau in senkrechter Richtung,
- II. Rollbrücken; solche Brücken, bei denen der Ueberbau in wagrechter Richtung verschoben wird,
- III. Drehbrücken, bei denen der Ueberbau um eine senkrechte Achse gedreht wird,
- IV. Zug- bzw. Klappbrücken, wenn der Ueberbau um eine wagrechte Achse gedreht wird. Hierzu gehören auch die Brücken mit der Bezeichnung Portal-, Falt- und Wippbrücken.

B. Bewegliche Brücken mit schwimmenden Unterbauten.

Schiffs-, Floß-, Ponton-, Prahm-Brücken; Landebrücken, gewöhnlich einerseits fest drehbar, andererseits senkrecht beweglich gestützt.

C. Zerlegbare Brücken für Kriegs- und Hilfszwecke.

Die Brücken zu B und C werden hier nicht weiter verfolgt, da ihre Behandlung den Rahmen der vorliegenden Aufgabe erheblich überschreiten würde. Deshalb wird hier nur auf das Handbuch der Ingenieurwissenschaften Bd. II, vierte Abteilung, Kap. XI, § 96 bis 108 verwiesen.

Während eine feste Brücke den Verkehr jederzeit gestattet, da der eine Verkehrsweg in völliger Unabhängigkeit von dem anderen steht, zwingt die Notwendigkeit, namentlich infolge mangelnder Durchfahrts-höhe (s. S. 25—27), in früherer Zeit auch aus Verteidigungs-Rücksichten, bei B. bei Eis- und Hochwassergefahr, den Ueberbau, bei B. auch den Unterbau auf schnellste und zweckmäßigste Weise teilweise und im ganzen so weit als erforderlich zu beseitigen.

Die Notwendigkeit zum Bau beweglicher Brücken entsteht durch die Ansprüche des Schifffahrtsverkehrs, namentlich dort, wo die Seeschiffahrt tief ins Innere des Landes eindringt, was an sich volkswirtschaftlich von beträchtlichem Vorteil ist. Bei niedrig liegenden Ufern und Straßen sind die Kosten der beweglichen Brücken im Bau und Betrieb geringer als bei festen Brücken, da letztere erhebliche Anrampungen, innerhalb bebauter Stadtteile Entschädigungen an die Anlieger und schließlich große Steigungen erfordern würden, also außer Baukosten auch für den Betrieb des

Verkehrs Aufwendungen allgemeiner wirtschaftlicher Art mit sich bringen. Demgegenüber stehen allerdings bei beweglichen Brücken die dauernden Unterhaltungs- und Bedienungskosten, die Kosten für die Betriebskraft, sowie die höheren Tilgungskosten der beweglichen und Bewegungs-Anlagen. Die wirtschaftliche Seite und soweit von ihr die Entscheidung abhängt, ob an einer Stelle eine feste oder eine bewegliche Brücke gebaut werden soll, ist äußerst verwickelt. Eine gewissenhafte Entscheidung kann nur auf Grund nach jeder Seite hin völlig ausgearbeiteter Entwürfe und Kostenanschläge erfolgen, worin die oben angedeuteten Betriebs- und Tilgungsfragen nach allen Richtungen hin erschöpfend behandelt worden sind. In den Grenzfällen ist die Entscheidung ohne weiteres gegeben z. B. bei Kreuzung des See- oder Küstenverkehrs mit städtischen Straßen zugunsten der beweglichen Brücke oder bei der Kreuzung einer Eisenbahn von dichter Zugfolge mit einer Binnenschiffahrts-Straße zugunsten der festen Brücke. In allen Zwischenfällen kommen zu den wirtschaftlichen Fragen noch die örtlichen, ästhetischen und zu allem die spekulativen Erwägungen über die Entwicklungen des Verkehrs. In der richtigen Schätzung all dieser außerhalb genauer Berechnung liegenden Gesichtspunkte liegt der Schwerpunkt der Entscheidung. Sie richtig darzustellen, gehört mit zu den vornehmsten Aufgaben des Brückenbau-Ingenieurs, damit ihm bei diesen Fragen von grundlegender Bedeutung nicht von anderer, z. B. kaufmännischer, juristischer oder maschinentechnischer Seite das Wort abgeschnitten wird. In vorliegender Arbeit kann das Rüstzeug für diese Seite des Brückenbaues natürlich nicht gegeben werden. Die letzten Andeutungen sollen nur auf Grund praktischer Lebenserfahrungen des Verfassers dem Jünger des Brückenbaues einen Fingerzeig geben, wohin er sein Augenmerk außerhalb der rein technischen Seite des Brückenbaues zu lenken haben wird.

Allgemeine Anordnung. Falls die bewegliche Brücke lediglich aus Schiffsahrtsrücksichten eingebaut wird, ist es in erster Linie empfehlenswert, sie auch in die natürliche Schiffsahrtsstraße zu legen, d. h. nicht ganz an die Seite einer großen Strombrücke, wie es bei den größten Brücken des vorigen Jahrhunderts fast ausnahmslos geschehen ist. Da heute die Schiffsahrt durch Schleppbetrieb leistungsfähiger gemacht wird, stört diesen die seitliche Lage sehr. Eher kommt es vor, daß, wie z. B. beim Bau der großen Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg, auf eine derartige gelegene bewegliche Brücke ganz verzichtet wird, während die etwa 25 Jahre früher erbaute benachbarte Eisenbahnbrücke eine Durchfahrt mit Drehbrücke enthält. In Stettin dagegen werden neuerdings die Klappbrücken in den mittleren Teil der Brücke gelegt, möglichst dort wo sich die Linie des lebhaftesten Schiffsverkehrs naturgemäß entwickelt hat, um glattere, also schnellere Fahrt und Erledigung des Bewegungsbetriebes, also schnellere Wiederbenutzung durch den Straßenverkehr zu ermöglichen.

Die Anlage eines Mittelpfeilers zwischen zwei Durchfahrten in einer Wasserstraße muß als veraltet bezeichnet werden, obgleich hervorragende Kanalbauer (u. a. Wiebe, Oder-Spree-Kanal) noch um 1890 diese Anordnung befürworteten, um dadurch wie beim städtischen Straßenverkehr eine gewisse Ordnung auf der Schiffsahrtsstraße einzuleiten. Der Schleppzug oder das Einzelschiff fährt aus Gewohnheit möglichst in der Mitte der Wasserstraße, da die Begegnungen selbst bei lebhaftem Streckenverkehr nicht so häufig sind. Das geschieht auch schon mit Rücksicht darauf, sich von den Ufern aus den verschiedensten Gründen fernzuhalten. In der Nähe solcher Brücken müßten schon Einrichtungen getroffen werden, auf längere Strecken vor der Brücke die Verkehrsrichtungen zu trennen; dadurch werden Aufwendungen erforderlich, welche die höheren Baukosten der Brücke bei Vermeidung der Anordnung eines Mittelpfeilers von vornherein möglicherweise schon ausgeglichen hätten.

Die gleicharmigen Drehbrücken nach der Abb. 431 sind dort entstanden, wo der Eisenbahnverkehr, dem sie dienen, ein Schließen der Brücke nur beim Nahen eines Zuges forderte, der lebhaftes Schiffsverkehr also mit kleineren Fahrzeugen die Richtungsdurchfahrten ungehindert ausnutzen konnte. Das war der Fall bei den weitaus meisten Eisenbahnbrücken über die großen deutschen Ströme bei ihrer Entstehung in der Zeit von 1850—1880. Es ist bereits oben erwähnt, daß diese Voraussetzungen selbst an derselben Oertlichkeit (Harburg) schon 1890 nicht mehr als zutreffend erkannt worden sind. Es ist deshalb überall dort, wo nicht der Verkehr noch in seinen Kinderschuhen steckt und eine Entwicklung zum Großen auf unabsehbare Zeit nicht zu erwarten ist, dahin

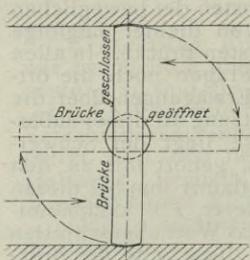


Abb. 431.

Gleicharmige Drehbrücke

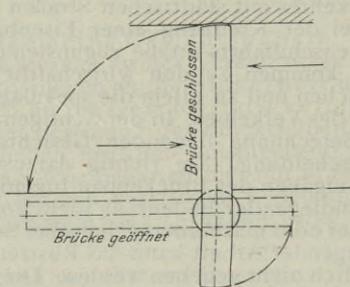


Abb. 432. Ungleicharmige Drehbrücke.

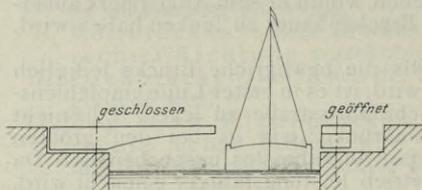


Abb. 433. Drehbrücke mit zwei Flügeln.

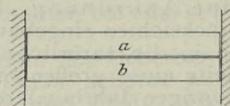


Abb. 435. Grundriß einer geteilten Hubbrücke.

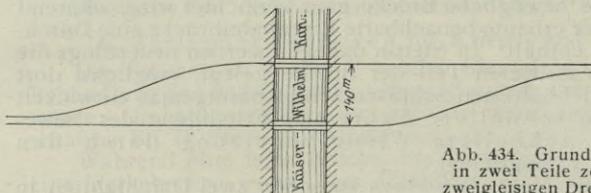


Abb. 434. Grundriß einer in zwei Teile zerlegten zweigleisigen Drehbrücke.

oder lang erforderlichen Erweiterungs- bzw. Erneuerungskosten bei kräftiger Verkehrsentwicklung ganz abgesehen, fallen aber dann heraus.

Während bei Abb. 431 mit zwei Durchfahrten, wo es sich um Öffnungen von etwa 15 m Nutzbreite handelt, sich die Bau- und Betriebskosten gering stellen, werden im Fall der Abb. 432 bei einer großen Öffnung mit 30–50 m Nutzwerte diese beträchtlich größer. Bei Straßenbrücken wird man deshalb, wie z. B. bei der Kaiser Wilhelm-Drehbrücke in Wilhelmshaven¹⁾, bei den neueren Klappbrücken in Königsberg und Stettin, wie auch bei neueren Rollbrücken, die große Durchfahrt durch zwei vollständig symmetrische Teile, also durch zwei Flügel überbrücken,

zu streben, eine einzige große Durchfahrtsöffnung anzuordnen, in der unter Umständen in beiden Richtungen die Fahrzeuge Platz finden. Der weitsichtigste Standpunkt ist der, die ganze Wasserstraße unbehindert durch Pfeilereinbauten zu überbrücken, gleichviel ob die Baukosten dadurch verhältnismäßig stark anschwellen; die Nebenkosten, von den unberechenbaren über kurz

¹⁾ s. unter III Drehbrücken bezw. Z. d. V. D. I. 1909, S. 809, Darstellung d. d. Verfasser.

welche in der Mitte zusammenstoßen, wodurch man zwei leichtere und daher rascher bewegliche Teile erhält, von denen jeder Teil — ein nicht zu gering einzuschätzender Vorteil der Verkehrspraxis — im Betrieb für mittelgroße Schiffe Dienst leisten kann, falls z. B. der andere infolge Beschädigung nicht geöffnet werden kann (Abb. 433).

Dies Prinzip der Teilung einer beweglichen Brücke in der Breite aus verkehrspraktischen Gründen war z. B. bei den Drehbrücken des Kaiser Wilhelm-Kanales für eine zweigleisige Eisenbahn bei Osteröfnfeld der Strecke Neumünster—Rendsburg durchgeführt. Jedes Gleis war durch eine besondere Brücke überführt. Die Gleise waren 140^m weit auseinandergezogen (Abb. 434), um jeder die konstruktive Unabhängigkeit zu geben. Im Notfalle konnte der Eisenbahnbetrieb eingleisig aufrecht erhalten bleiben, die Brücken wurden nur auf Meldung eines Zuges geschlossen, da hier der Schiffsverkehr aus strategischen Gründen vorherrscht. Aber auch bei breiten Straßenbrücken, wie z. B. der Hubbrücke im Urbanhafen zu Berlin (Abb. 435), ist die Zweiteilung in der Breite von Nutzen, da die eine Hälfte *a* bei geringem Straßenverkehr oder aus Notgründen gehoben bleiben kann, während *b* den Dienst übernimmt. In allen Fällen erleichtert die Zweiteilung die Ausbildung und den Betrieb der Bewegungseinrichtungen.

Sind schiefwinklige Ueberbrückungen schon bei festen Brücken mit einer Reihe von Schwierigkeiten verknüpft, so wachsen diese naturgemäß bei Anlage beweglicher Brücken. Deshalb sind diese hier noch mehr nach Möglichkeit zu vermeiden als dort.

Für die Zwecke der Landesverteidigung werden bewegliche Brücken, da sie nur selten in Dienst treten, nach abweichenden Gesichtspunkten erbaut, da hier die Zeit und Kosten der Bewegung keine Rolle spielen. Abgesehen hiervon ist der oberste Gesichtspunkt bei beweglichen Brücken:

1. leichte und sichere Bewegung,
2. leichte Ausbesserungsmöglichkeit.

Erstere mit allen Noteinrichtungen wird uns nachstehend noch eingehend beschäftigen. Bezüglich der zweiten Forderung sei auf die oben erwähnte Anordnung der Teilung hingewiesen, auf die leichte Zugänglichkeit und die Ersatzmöglichkeit der Bewegungseinrichtungen. Eine bewegliche Brücke, die sich fehlerhalber nicht bewegen kann, ist das größte Verkehrshindernis. In dieser Möglichkeit liegt eine große Gefahr und das Streben sie überhaupt zu vermeiden. Der Verkehrstechniker betrachtet bewegliche Brücken als notwendiges Uebel. Das Uebel ist also so klein wie möglich zu machen mit Hilfe aller neuzeitlichen Mittel der Technik. Dabei spielt es keine Rolle, ob die Kosten für die einzelne Bewegung größer oder kleiner sind. Hier gibt die Bewegungssicherheit allein den Ausschlag.

Schließlich sei hervorgehoben, daß erst in zweiter Linie die allgemeinen Forderungen des Brückenbaues hinzutreten: die Festigkeit, Billigkeit, Dauerhaftigkeit und Schönheit der Brücke. Sache eines gediegenen Werkes ist aber, sowohl die ersten als die letzten Forderungen auf möglichst vollkommene Weise zu erfüllen.

I. Die Hubbrücken.

Es gibt zweierlei Arten von Hubbrücken: 1. der ganze Ueberbau wird senkrecht gehoben oder 2. die Hauptträger sind hinreichend hoch festgelagert und nur die Fahrbahntafel wird gehoben. Letztere Art ist so selten ausgeführt, daß sie hier nicht näher betrachtet werden soll.

Hubbrücken sind am Platze

1. wenn es sich nur um geringe Höhen handelt, welche an der nötigen Durchfahrthöhe fehlen und um welche der Ueberbau je nach Bedarf gehoben werden muß,

2. wenn es dabei an Grundfläche fehlt, die für andere Bauarten (z. B. Drehbrücken) notwendig ist,

3. wenn ein ungehinderter Verkehr auf den Ufern gefordert wird.

Diese Bauart ist an folgende Konstruktions-Bedingungen gebunden:

a. Der Ueberbau wird an den vier Ecken in der Nähe der Haupt-trägerenden oder nur in Mitte der beiden Endträger (in der Brücken-schwerachse) durch je eine Hubvorrichtung gleichmäßig gehoben, also im ganzen durch vier bezw. zwei Hubvorrichtungen.

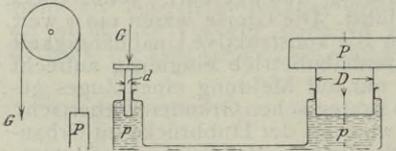


Abb. 436 und 437. Gewichtsausgleich bei Hubbrücken durch Gegengewichte oder Wasserdruck.

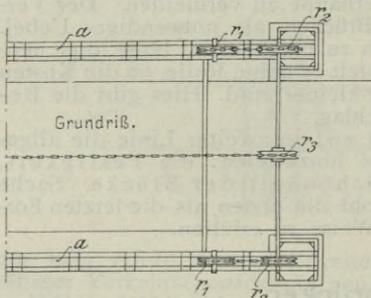
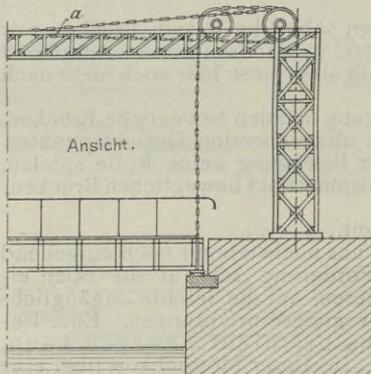


Abb. 438 und 439. Hubbrücke über die Schleuse bei Bollingfähr (Dortmund-Emskanal).

b. Damit diese Hubvorrichtungen möglichst nur Reibungswiderstände zu überwinden haben, ist das Gewicht des Ueberbaues durch Gegengewichte auszugleichen in Gestalt von totem Gewicht oder Wasserdruck. Ersteres nach dem Schema der Abb. 436. Seile bezw. Ketten sind über Rollen geführt, tragen einerseits das anteilige Gewicht G des Ueberbaues, andererseits das Gewicht P (Steine, Eisenbarren, Wasser u. a.), das durch kleine Veränderungen möglichst dem Brückengewicht angepaßt werden kann. Letzteres ist in Abb. 437 schematisiert; das Brückengewicht G ruht mittels Kolben vom Durchmesser d auf Druckwasser, das durch die Belastung P (Steine, Eisen, gewöhnlich Eisenplatten) mittels Tauchkolben vom Durchmesser D derart gepreßt wird, daß der Flüssigkeitsdruck

$$p = \frac{G}{l^2 \pi} = \frac{P}{D^2 \pi} \text{ ist.}$$

4 4

c. Die Bewegung in den vier Ecken des Ueberbaues muß unbedingt gleichmäßig erfolgen, damit durch Schiefstellung keine Einklemmung erfolgt. Deshalb sind Vorrichtungen erforderlich, die eine zwangsläufige senkrechte Bewegung der vier Ecken gewährleisten, was durch Seilführungen und Zahnstangengetriebe, also mechanisch oder, wie später erörtert, auch hydraulisch erfolgt. Zur Stützung des Ueberbaues während der Bewegung sind die Seitenkräfte infolge Wind durch Führungen sicher aufzunehmen. Einige Beispiele mögen die Ausbildung der Hubbrücken näher erläutern:

1. Eine einfache Anordnung einer kleinen Hubbrücke, wie sie zur Ueberführung einfacher Wege empfehlenswert ist, zeigt die Hubbrücke über das Unterhaupt der Schleuse bei Bollingfähr (Dortmund-Emskanal). Die zur Führung der Gegengewichte nötigen vier eisernen Türme sind des Uferverkehrs wegen etwas hinter die Brückenpfeiler ge-

stellt und an den Köpfen miteinander durch eiserne Träger versteift. Die Gegengewichts-Seile greifen an den Hauptträgern an und sind senkrecht nach oben über Rollen r_1 in den über die Brückenöffnung gespannten Versteifungsträger a und dann wagrecht nach den Rollen r_2 über den Gegengewichts-Türmen geführt (Abb. 438 u. 439). Dadurch, daß an jedem Brückenende die Rollen r_2 auf gemeinsamer, auf den querliegenden Versteifungsträger gelagerten Welle gekeilt sind, sind sie zwangläufig verbunden; damit nun aber die Wellen an den beiden Brückeneenden genau die gleiche Bewegung ausführen, ist in der Mitte der Welle eine Rolle r_3 vorhanden, welche mit der am anderen Brückenende befindlichen durch ein gekreuztes endloses Seil verbunden ist. Der Hub selbst erfolgt durch einfaches Handwindenwerk.

2. Aehnlich, jedoch nicht mit Seilantrieb, sondern mit Kegelfäder-Verbindung ist die gleichförmige Bewegung bei der 1895 erbauten Hubbrücke über den Murrayfluß¹⁾ in Australien gesichert (Abb. 440 u. 441). Diese wegen der hoch mit Wollballen beladenen Fahrzeuge für

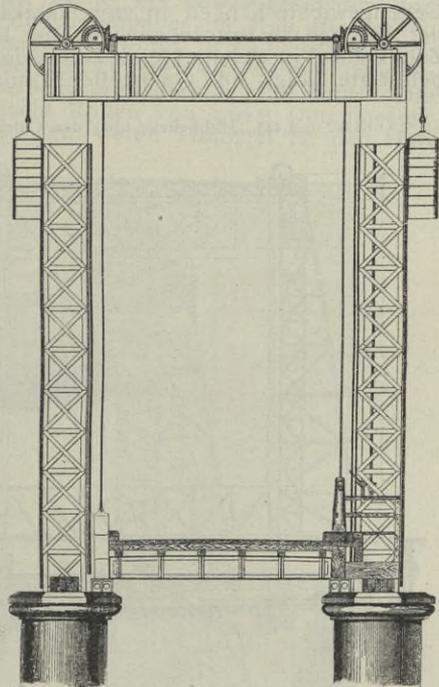


Abb. 440. Querschnitt durch die Brücke.

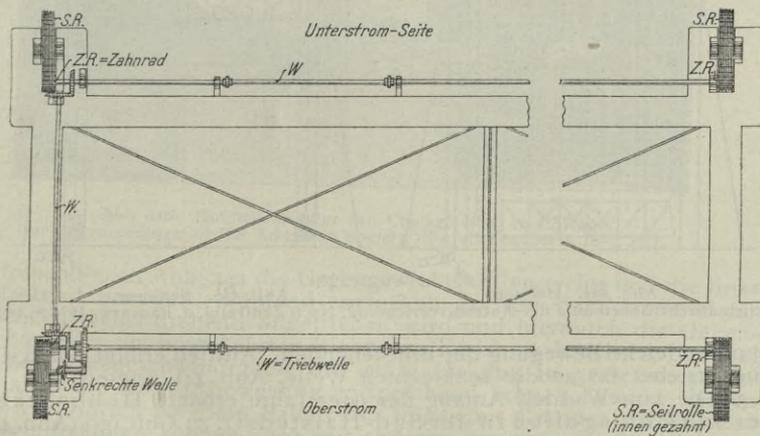


Abb. 441. Aufsicht auf die Antriebsvorrichtung für die gleichmäßige Hebung. Hubbrücke über den Murrayfluß in Australien. (Nach The Engineer 1897 S. 497.)

¹⁾ Vergl. „The Engineer“ 1897, S. 457 ff.

9,25^m Hub eingerichteten Brücke mit hölzernen Hauptträgern hat ein ähnliches Versteifungssystem der Gegengewichtstürme, die in Senk-Röhrenpfeiler eingespannt sind. Die aus Kästen mit Bleifüllung gebildeten Gegengewichte hängen an vier Stahlkabeln und gleichen nach Schema der Abb. 436 das Brückengewicht aus. Die Rollen *SR* haben innen gleich Zahnkränze, in welche kleine Zahnräder *ZR* greifen; auf der Aussteifung befestigte Längs- und Querwellen *W* mit Kegelrädern bewirken die voll-

Abb. 442 und 443. Hubbrücke über den Chicagofluß in Chicago.

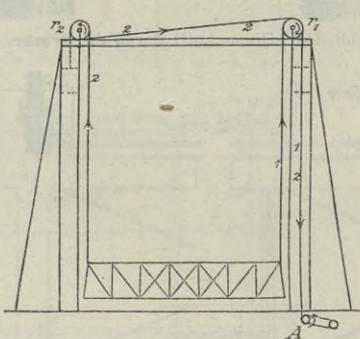
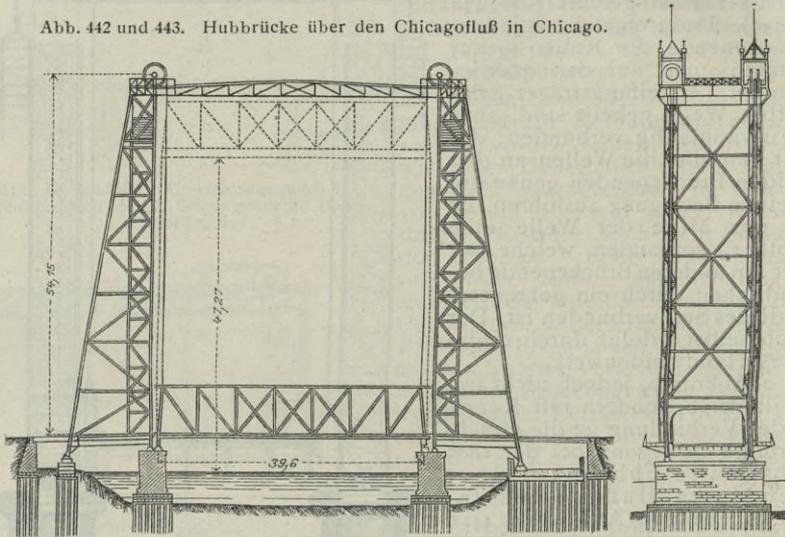


Abb. 444. Hebung.

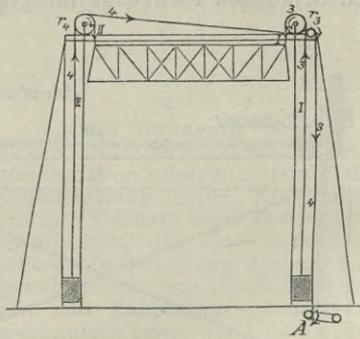


Abb. 445. Senkung.

Schematische Anordnung der Antriebsvorrichtung. Nach Zentralbl. d. Bauverw. 1894 S. 102.

kommen gleiche Bewegung der Brückenenden. Antrieb erfolgt durch das Handgetriebe, das an der senkrechten Welle, Abb. 441, angreift.

3. Die von Waddell Anfang der 90er Jahre erbaute Hubbrücke¹⁾ über den Chicagofluß in der Süd-Halstedstr. zu Chicago (Abb. 442 bis 446) fällt völlig aus dem Rahmen der vorbildlichen Hubbrücken heraus. Wegen ihrer gewaltigen Ausdehnung und des hervorragenden Rufes

¹⁾ Vergl. Z. d. B. V. 1894, S. 102 u. ff., ferner American Society of civil engineers 1895, Heft 1, Januar.

ihres Erbauers soll sie hier jedoch aufgeführt werden. Der Grund liegt darin, daß für eine Hubhöhe von 42,82 m, also für höchste Seeschiffe, eine Stützweite von 39,6 m bei 17,4 m Breite, ein gewaltiges Turm- und Versteifungsbauwerk zum Tragen des Ueberbaues im Hub erforderlich wird und zu einem solchen Kostenaufwand zwingt, daß andere Lösungen beweglicher Brücken sicher zweckmäßiger gewesen sein würden, mag die Oertlichkeit auch außergewöhnliche Schwierigkeiten geboten haben. Die Gegengewichts-Seile laufen über acht Rollen von 3,66 m Durchmesser. Der Antrieb erfolgt durch Dampfwinden, deren Trommel für den Hub

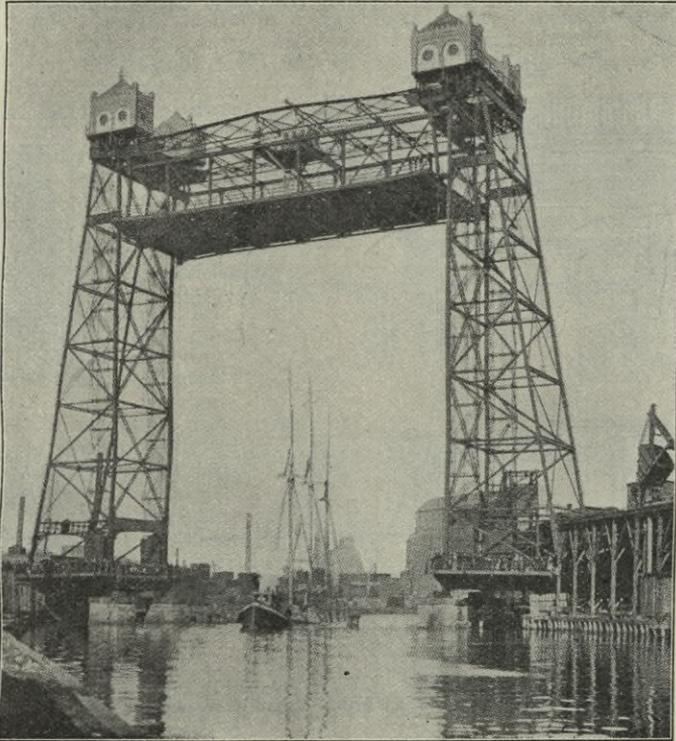


Abb. 446. Hubbrücke über den Chicago-Fluß in Chicago.
Nach: Proceedings of the American Society of civil Engineers 1895, Heft 1.

linksdrehend nach Abb. 444 die Gegengewichtswellen rechts und die links linksdrehend bewegen, während nach Abb. 445 die Windetrommel für das Senken rechts drehend angetrieben wird und hierdurch die Gegengewichtswellen in umgekehrter Richtung. Es ist zu beachten, daß bei 1,22 m/Sek. Hubgeschwindigkeit die ganze Hebung in 34 Sekunden erfolgt, auch die Abwärtsbewegung entsprechend schnell bewirkt werden kann. Vorbildlich ist diese Bauart aus folgenden Gründen nicht: diese Geschwindigkeiten können auch mit anderen Bauarten erreicht werden; der kleinste Bedarf an Grundfläche der Ufer ist bei der Lösung kaum erreicht; der Verkehr am Ufer ist keineswegs unbeschränkt geblieben; im Gegensatz zu den Behauptungen der angeführten Quellen dürfte die Zulässigkeit beliebig schwerer Fahrbahntafel kein besonderer Vorteil dieser

Bauart sein, vielmehr führen die größeren Lasten zu doppelten Beanspruchungen des 54 m über Straßenkrone sich erhebenden Turmgerüsts; vor allem aber gefährdet das verkehrsstörende Eisengerüst mit all seinen Maschinenteilen und Rollen den Straßenverkehr und das ganze allein 3 1/2 Millionen M. kostende Bauwerk, so wohl durchdacht es sein mag, beeinflusst das Städtebild in ästhetisch unvorteilhafter Weise (vergl. Abb. 446).

4. Im Gegensatz zu vorerwähntem Beispiel ist die gleichzeitig entstandene Hubbrücke über den Kanal de Bourgogne zu Dijon¹⁾ mit hydraulischem Ausgleich bezw. Antrieb äußerst lehrreich und von grundlegender Bedeutung. Die beiden 13 m weit gestützten Hauptträger werden an den Enden durch Kolben (Abb. 447–449) getragen, die in

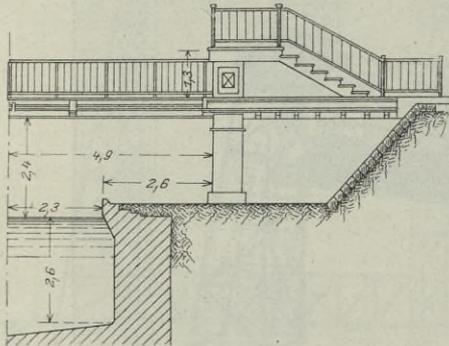


Abb. 447
(links).
Übersicht
der halben
Brücke.

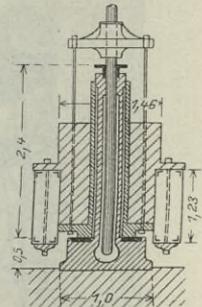
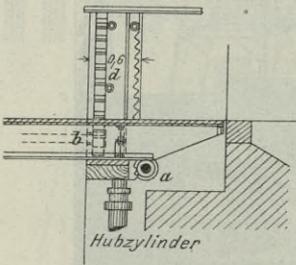
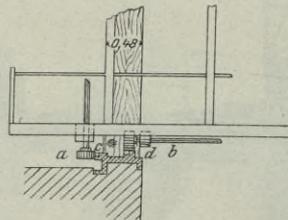


Abb. 448
(rechts)
Kraftsammler-
Zylinder.



Hubzylinder



Hubbrücke über
den Kanal
de Bourgogne
bei Dijon.

Nach: Zeitschr.
d. Hannov. Ver.
1897 S. 554.

Abb. 449. Gleichmäßige Führung der Brücke durch Zahnstange.

Zylinder tauchen, welche mit einem Kraftsammler-Zylinder (Abb. 448) verbunden sind, an dessen Kolben ein gleichbleibendes und ein veränderliches Gewicht hängen. Das gleichbleibende erzeugt weniger Druck als die Brücke, wodurch die Ruhelage gesichert ist, das veränderliche, ein ringförmiger Wasserbehälter, nimmt soviel Wasser auf, daß der erforderliche Ueberdruck zum Heben der Brücke um 1,30 m erzeugt wird und beim Ablassen zum Senken. Handpumpen speisen einen Hochbehälter, dem das Wasser für das veränderliche Gegengewicht entnommen wird. Heben und Senken dauert 20 Sekunden. Das gleichmäßige Heben und Senken wird durch vier Wellen *b* mit acht Zahnrädern *a* gesichert, die, wie Abb. 449 zeigt, in acht Zahnstangen *d* am Mauerwerk eingreifen.

5. Bei der 1895 in Berlin über den Urbanhafen²⁾ erbauten Hubbrücke handelt es sich um eine bereits erwähnte, in der Breite geteilte

¹⁾ Vergl. Génie civil 1894, Bd. 25, S. 161–63 und Z. d. Hann. Ver. 1897, S. 550.

²⁾ Vergl. „Die Straßenbrücken der Stadt Berlin“. Bd. 1 S. 200 u. ff.

Anordnung (Abb. 450 u. 451), bei welcher auch die Belastung der nahe den Hauptträgern unter kastenförmigen Querträgern angreifenden Hubkolben in vorteilhafte Verhältnisse zu dem im Hafen verfügbaren Betriebs-Wasserdruck von 50 Atm. gebracht ist. Dieser Druck wird durch Preßpumpen erzeugt, die den neben ihr liegenden Kraftsammler von 0,25 m Kolbendurchmesser und rd. 5 m Hub durch entsprechende Belastung heben. Von hier aus wird mittels gußeiserner Röhren das Wasser zum Teil durch Dücker den acht Hubzylindern zugeführt. Eigenartig ist bei diesen, daß sie in der Hochstellung nach 2,5 m Hub durch einen vom Zylinder aus in einen Schlitz des Kolbens hydraulisch vorgetriebenen Querriegel, also dann nicht mehr vom Betriebsdruck getragen werden. Die Parallelführung der Hubkolben erfolgt durch die von Hoppe-Berlin konstruierte sinnreiche Steuerung, welche auch bei den unter 6. S. 373 erörterten Lübecker Hubbrücken verwendet worden ist. Sie besteht darin, daß, wie in Abb. 452—454 dargestellt ist, eine

mit der Brücke hochgehende Gelenkkette die Steuerungen an jedem Hubzylinder derart beeinflusst, daß sich die einzelnen Kolben genau gleichmäßig bewegen. Sämtliche vier Steuerorgane an einer Brücke sind danach derart miteinander in Verbindung, daß das Voreilen oder Zurückbleiben eines jeden Kolbens auf die Steuerorgane eines anderen derart einwirkt, daß diese Differenz sofort wieder ausgeglichen ist. Ein Zylinder gibt natürlich den Takt an, wickelt beim Heben der Brücke Kette ab, während an den anderen drei Ecken der Brücke ebensoviel Kette aufgewickelt wird. Beim Senken erfolgt das Spiel umgekehrt. Reißt die Kette, so würde Stillstand erfolgen. Die

Druckwasser - Leitung vom Kraftsammler zweigt hier bei einem Absperrventil nach den verschiedenen Steuerhähnen ab; von hier aus wird das Wasser zu dem Hub- und zu dem Verriegelungszyylinder geführt. Jede Brücke hat nämlich zwei Steuerhähne, einen für Heben und Senken und einen für den Riegel. Stehen die Handhebel zur Bewegung der Steuerhähne in der Mittelstellung, so ist sowohl das Druckwasser wie auch rückwärts das Abwasser abgesperrt. Bewegt man den Hebel für Heben und Senken in der einen Richtung, so strömt das Druckwasser von dem Steuerhahn nach den Steuerorganen (Drosselhahn), Abb. 452, an den Zylindern und von diesen in die Zylinder hinein und treibt den Kolben in die Höhe. Bewegt man den Hebel nach der anderen Richtung, so strömt das Wasser aus dem Zylinder durch den Drosselhahn nach dem Steuerhahn ins Freie und die Brücke sinkt hinunter.

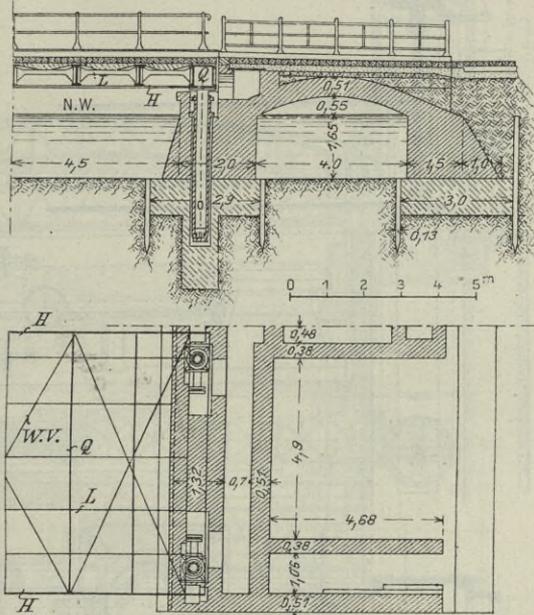


Abb. 450 und 451. Allgemeine Anordnung der Hubbrücke über den Urban-Hafen in Berlin.

Nach: „Die Straßen-Brücken der Stadt Berlin 1902.“

Für die Verriegelung sperrt der andere Hebel in der Mittelstellung das Druckwasser wie das Abwasser ab. Sobald der größte Hub vollendet ist, was durch ein an der Kette befindliches Zeichen sich anzeigt, wird der Hebel für die Hubbewegung auf Mittelstellung gebracht und der andere Hebel auf Verriegelung gestellt. Die Verriegelungs-Kolben werden nun durch das Druckwasser durch die Schlitze der Hubkolben geschoben

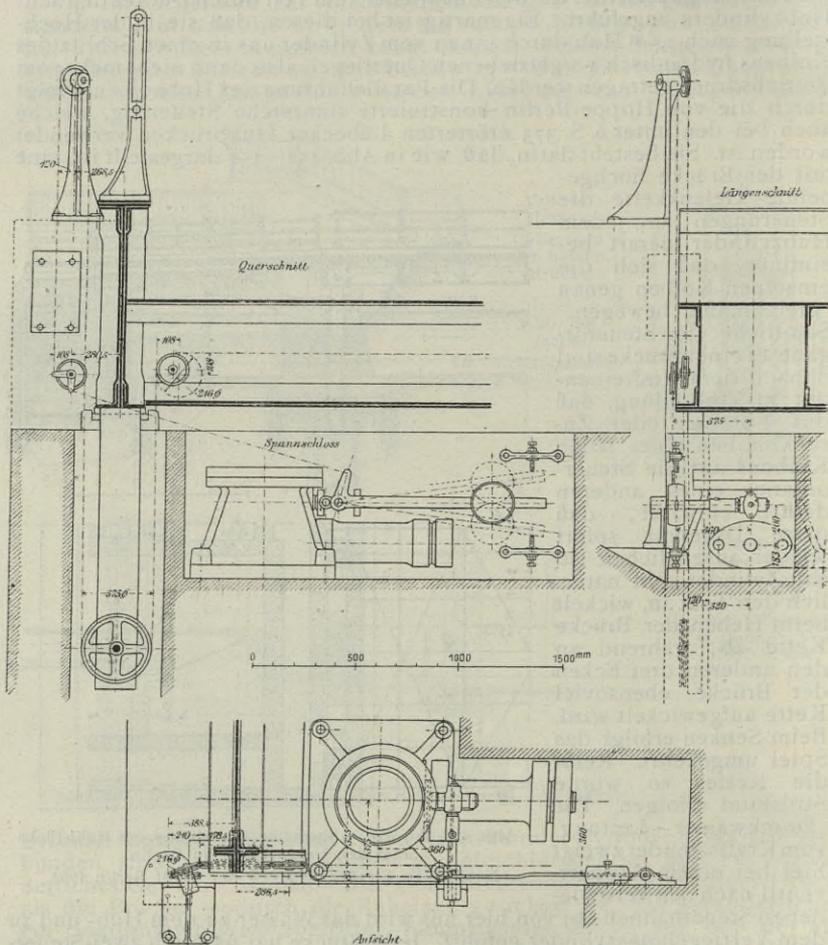


Abb. 452 bis 454. Hubbrücke über den Urbanhafen in Berlin. Einzelheiten der Parallelführung für die Kolbenbewegung. Aus „Die Straßenbrücken der Stadt Berlin“ Bd. 1 S. 201.

und die Brücke ist, nachdem man sie etwas heruntergelassen hat, um ein Aufsetzen auf die Riegel zu bewirken, verriegelt. Um die Gewißheit zu haben, daß alle Riegel eingeschoben sind, sind sie mit Signalscheiben in Verbindung gebracht, welche aufgerichtet sind, sobald der Riegel seinen Weg zurückgelegt hat. Die Schifffahrt ist frei. Ist die Brücke entriegelt worden, so hebt man sie zunächst etwas an, um die Riegel zu entlasten und legt dann den Verriegelungshebel auf Abwasser, wo-

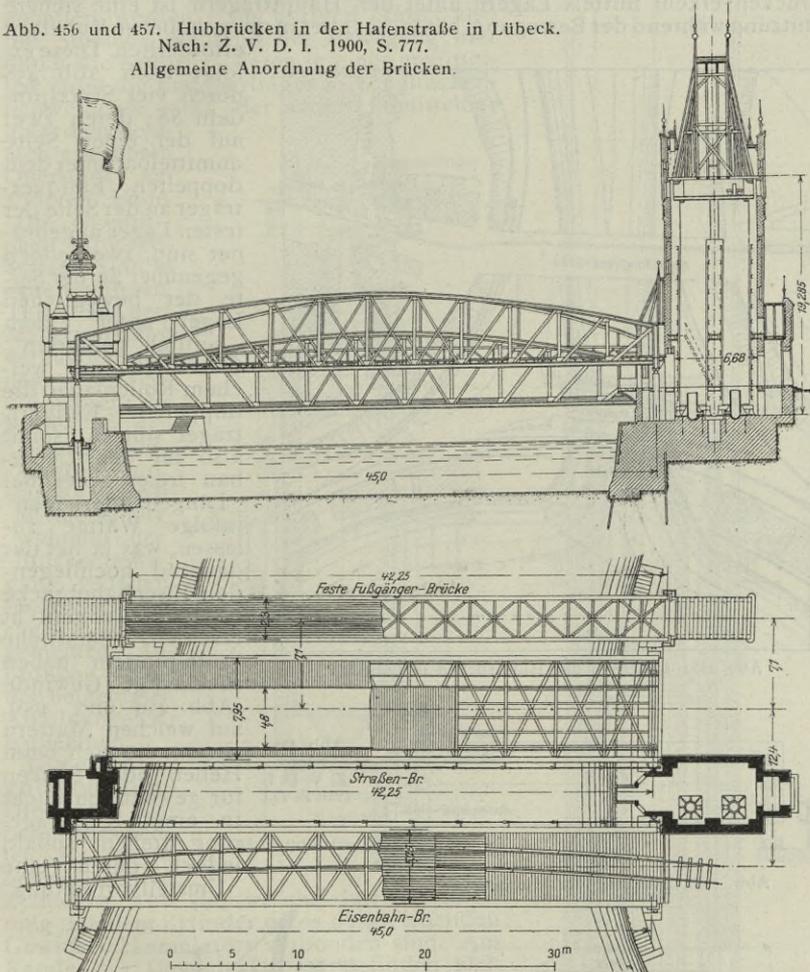
durch der Riegel durch das Druckwasser zurückgeschoben wird. Das zu hebende Brückengewicht beträgt 85 t (Granitpflaster-Fahrbahn für schwere Lastfahrwerke), die Hubdauer 5 Minuten.

6. Die weitaus meisten Lehren für alle konstruktiven Forderungen einer Hubbrücke lassen sich durch genauen Verfolg der von Rehder-Lübeck in Verbindung mit der Hoppe'schen Maschinen-Fabrik in Berlin erbauten und 1900 vollendeten Hubbrücken an der Mündung des

Abb. 456 und 457. Hubbrücken in der Hafenstraße in Lübeck.

Nach: Z. V. D. I. 1900, S. 777.

Allgemeine Anordnung der Brücken.



Elbe-Trave-Kanales¹⁾ in Lübeck dar bieten. Es handelt sich hier, wie Abb. 455—457 zeigen, um eine Straßenbrücke, welche bei gewöhnlichem Wasserstande hinreichende Durchfahrtshöhe hat und eine Eisenbahnbrücke, die gewöhnlich hoch liegt und nur zu bestimmten Rangierzeiten heruntergelassen wird. Zwischen beiden liegt das Kraftsammlerhaus und daneben eine feste, hinreichend hohe Fußgängerbrücke, welche

¹⁾ s. Zeitschr. d. V. D. I. 1900 S. 777 u. f., dargestellt durch d. Verfasser.

zur Ueberführung der Rohrleitungen zweckmäßige Verwendung gefunden hat, was unter allen Umständen empfehlenswerter ist als die Dückering, wie sie bei 5. erwähnt ist. Die Straßenbrücke ist 42,24 m lang und 7,95 m breit, die Eisenbahnbrücke 45 m lang und 5,75 m breit, Abmessungen die schon den größten Forderungen einer neuzeitlichen Schifffahrtsstraße Rechnung tragen; sie ergeben sich ohne weiteres aus der Oertlichkeit (Abb. 455).

Die Stützung. Abgesehen von der gewöhnlichen Stützung für den Brückenverkehr mittels Lagern unter den Hauptträgern ist eine sichere Stützung während der Bewegung, besonders aber in der gehobenen Ruhelage

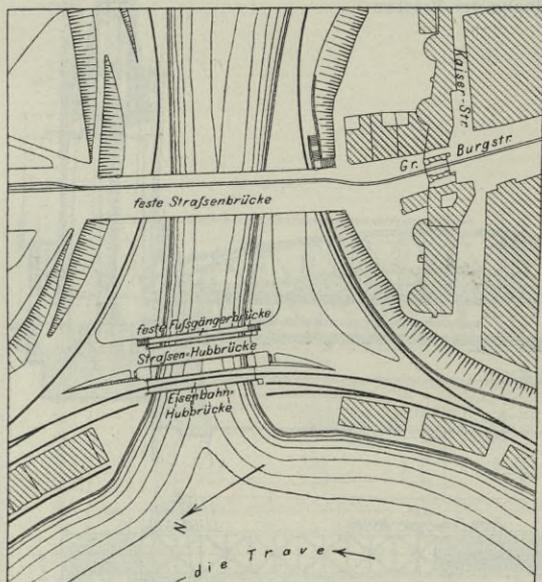


Abb. 455. Lageplan der Hubbrücken in Lübeck.

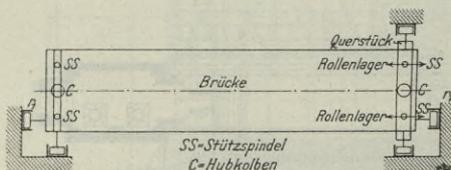


Abb. 458. Stützung der Hubbrücken.

Abb. 455
nach
Z. V. D. I.
1910 S. 773.

erforderlich. Diese erfolgt nach Abb. 458 durch vier Stützpindeln *SS*, deren zwei auf der einen Seite unmittelbar unter dem doppelten Endquerträger an der Seite der festen Lager angeordnet sind, zwei jedoch gegenüber an der Seite der beweglichen Lager unter einem seitlich geführten

Querstück, auf welchem Rollenlager die doppelten Endgurtträger stützen, somit also für den Ueberbau freies Spiel bei

Längenänderungen infolge Wärme zulassen, was ja bei der dauernd hochliegenden Eisenbahnbrücke besonders erwünscht erschien. Sämtliche Stützpindeln haben rückläufige Gewinde

(Abb. 459 und 460), auf welchen Muttern sitzen, die sich beim Heben oder Senken für gewöhnlich leicht in einer Kugellagerung drehen; sobald jedoch durch eine Umstellvorrichtung

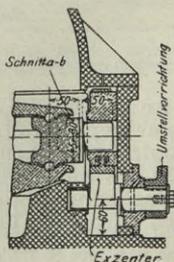
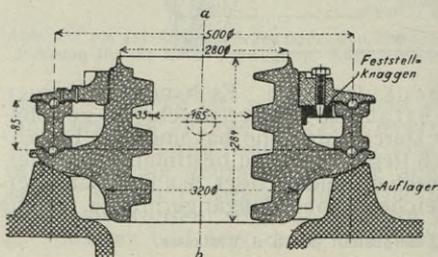


Abb. 459 u. 460.
Lagerung der
Muttern der
Stützpindeln.

Nach: Z. V. D. I.
1900, S. 779.

oder bei Rohrbruch sogar selbsttätig die Mutter nach Art einer Reibungs-Kuppelung festgehalten wird, ist die Rückläufigkeit aufgehoben und die Mutter stützt die Spindel fest gegen das Gehäuse. Für gewöhnlich hängen die Stützspindeln mit geringem Spiel an den Endquerträgern bzw. an dem Querstück. Die Rollen über letzterem sind unbelastet und müssen durch Federn in der Mittelstellung gehalten werden. Im übrigen erfolgt also die Stützung während der Bewegung hier durch die Kolben C, deren je einer unmittelbar unter die Endquerträger in der Brückenschwerachse wirkt, der andere unmittelbar unter dem mehrfach erwähnten Querstück am anderen Ende.

Die eigentlichen Brückenaufleger sind in ihren unteren Teilen mit dem Mauerwerk fest verbunden, mit dem Tragwerk die oberen; die Rollen an den beweglichen

Lagern sind durch Federn in Mittelstellung während der Brückenbewegung gehalten. Das Weitere bezüglich der allgemeinen Anordnung ist aus den beigefügten Abbildungen zu entnehmen.

Bewegungs-vorrichtung. Die (Abb. 458) bereits erwähnten Kolben C bewegen sich in Zylindern, Abb. 461, welche durch Rohrleitung mit dem Zylinder eines ausgleichenden Gewichtsakkumulators verbunden sind. Am Rande des Gewichtskolben befinden sich Zahnstangen, in welche elektrisch, im Notfall durch Hand betriebene Zahnräder eingreifen und durch Senken des Akkumulators ein Heben der Brücke, durch Heben des Akkumulators ein Senken der Brücke bewirken (s. Abb. 462).

Die gleichmäßige Bewegung der vier Ecken zur Verhinderung der Schief-

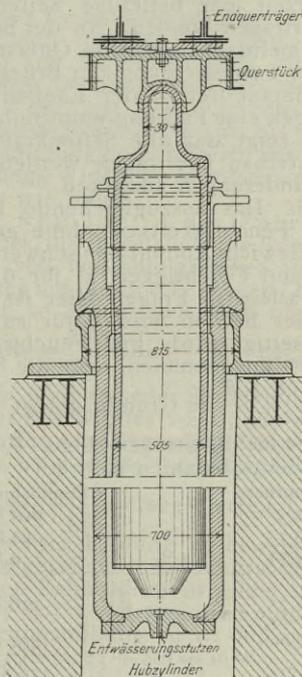


Abb. 461. Hubzylinder.

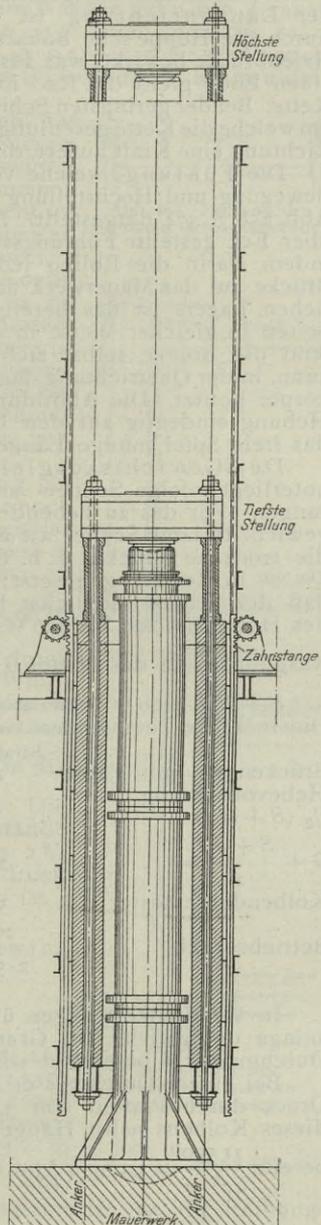


Abb. 462. Akkumulator zum Gewichtsausgleich.

stellung wird dadurch bewirkt, daß in der Querrichtung zwei Stützspindeln mit ihrem Gewinde wie Zahnstangen wirken, in welche zwei gleiche Zahnräder auf gemeinsamer Querwelle eingreifen (Abb. 463). In der Längsrichtung ist Zwangsläufigkeit der beiden Druckkolben durch die Hoppe'sche Bauart wie bei der unter 5. dargestellten Urban-Hafenbrücke bewirkt, was aus den Abb. 464 und 465 hervorgeht. An dem einen Ende greift das Rad in eine Zahnstange, an dem anderen in eine Kette. Bei der geringsten Schiefstellung verschieben sich sofort die Rollen, um welche die Kette geschlungen ist, wodurch sich in der einen oder anderen Richtung eine Kraft äußert, die den Drosselhahn mehr schließt oder öffnet.

Die Führung, welche vor allem die seitlichen Kräfte während der Bewegung und Hochstellung aufzunehmen hat, ist in der schematischen Abb. 458 S. 374 dargestellt. Am festen Lager ist die Brücke durch zwei über Eck gestellte Führungsschienen im Widerlagermauerwerk gesichert, indem darin die Rollen jederzeit jede beliebige Seitenkraft von der Brücke auf das Mauerwerk übertragen können. An der Seite des beweglichen Lagers ist das bereits mehrfach erwähnte Querstück zu beiden Seiten in gleicher Weise in der Längsrichtung der Brücke geführt, während die Brücke selbst sich darauf frei in der Längsrichtung dehnen kann, in der Querrichtung dagegen eine Führung unmittelbar am Brückenkörper besitzt. Die Abbildung zeigt, daß alle Seitenkräfte während der Hebung eindeutig auf den Unterbau übertragen werden können, ohne das freie Spiel infolge Längenänderungen zu stören.

Der Gewichtsausgleich. Das auszugleichende Brückengewicht unterliegt infolge Schnee- und Feuchtigkeitsaufnahme gewissen Aenderungen. Für das zu hebende Gewicht kommt das schwerste, also Eigengewicht G samt Schneelast S und Feuchtigkeit F , für das zu senkende die trockene Brücke, d. h. G allein in Frage. Hier ist für Schneelast 8 kg/qm in Rechnung gesetzt; der Betrieb wird dafür zu sorgen haben, daß der Schnee möglichst beseitigt wird. Für Feuchtigkeitsaufnahme des Holzes ist 200 bis 250 kg/cbm angenommen. Für die Berechnung des

Ausgleiches ist das Mittel $G + \frac{S+F}{2}$ zu Grunde gelegt.

$S + F = 7400 \text{ kg}$ bzw. 9700 kg für die Straßen- bzw. Eisenbahnbrücke. Die in Frage kommenden Gewichte belaufen sich auf:

	Straßenbrücke	Eisenbahnbrücke
Brückengew. mit Fahrh.	244,3 ^t	201 ^t
Hebevorrichtung	19,7 ^t	21 ^t
$\frac{1}{2} (S + F)$	3,7 ^t	4,85 ^t
$G + \frac{S+F}{2} =$	267,7 ^t	226,85 ^t
Kolbendurchmesser d	545 ^{mm}	505 ^{mm}
Betriebsdruck	$\frac{267\,700}{2 \cdot 54,5^2 \cdot \pi} = 57,3 \text{ Atm.}$	$\frac{226\,850}{2 \cdot 50,5^2 \cdot \pi} = 57,3 \text{ Atm.}$

In Wirklichkeit liegen über dem Betriebsdruck, der für die Gesamtanlage der gleiche ist, Grundlagen vor, sodaß hiernach der Kolbendurchmesser d berechnet wird.

Bei einem Durchmesser des Akkumulatorkolben $D = 620 \text{ mm}$ ist der Druck durch Platten von $3,55^t$ Gewicht erzeugt. Das Gesamtgewicht dieses Kolbens nebst Hängestangen beträgt $11\,500 \text{ kg}$, sodaß diese allein

bereits $\frac{11\,500}{62^2 \cdot \pi} = 3,5$ bis 4 Atm. erzeugen, durch die Platten also nur noch etwa

$\frac{4}{53 \text{ Atm.}}$ Druck zu erzeugen sind. Eine Platte erzeugt $\frac{3\,550}{62^2 \cdot \pi} = 1,15 \text{ Atm.}$,

also zu 53 Atm. sind $\frac{53}{1,15} = 46$ Platten erforderlich, die aus Gußeisen ($\gamma = 7,2$) von 2,75 m Länge, 2 m Breite und 0,105 m Höhe mit 0,03 m Zementfuge ($\gamma = 2,8$) bestehen, im einzelnen also 0,135 m hoch sind. Die erforderliche Gewichtsausgleich-Höhe ist also $46 \cdot 0,135 = \text{rd. } 6,2$ m. Vorrichtungen zum leichten Verändern dieser Lasten (Flaschenzüge, Krane u. dgl.) über dem Akkumulator sind zu empfehlen.

Die Bewegungswiderstände mögen aus vorbildlichen Gründen hier eingehend wiedergegeben werden. Zumeist sind es Reibungswiderstände, die auch für andere Zwecke allgemeinen Wert haben. Das Reibungswiderstands-Moment infolge rollender Reibung ist $Rr = Qf$, wo Q die Reibung erzeugende Last, r der Rollenhalmesser, f der Hebelarm der Reibung in cm oder der Koeffizient der rollenden Reibung ist. Dieser ist für bewegliche Brücken möglichst groß, mindestens 0,05 cm anzunehmen. Das Zapfenreibungs-Moment ist $M = \mu_1 P \rho$, wo P die Last, ρ der Zapfenhalmmesser und μ_1 der Reibungsbeiwert = 0,08 bis 0,10 bei mangelnder Schmierung und im Freien anzunehmen ist. Die Bewegungs-Widerstände entstehen im vorliegenden Falle wie folgt:

1. Aus der Reibung in der Führung bei 50 kg/qm Winddruck, bis zu welchem die Brücke noch bewegt werden soll und infolgedessen insgesamt 7875 kg Winddruck auf die Brücke wirken. Da $r = 15$ und $\rho = 3,25$ ist, so ergibt sich nach obigem an jeder Führung $R_1 = \frac{7875}{2 \cdot 15} (0,05 + 0,1 \cdot 3,25) = 98$ kg.

2. Außerdem wird in jeder Stützspindel durch das Drehmoment des Windes von 18 063 kg (Windkraft mal Höhe des Angriffspunktes über Spindelkopf): $Wh = Sa$, wo $a = 3,85$ m der Spindelabstand ist, der Druck $S = \frac{18\,063}{2 \cdot 3,85} = 2223$ kg erzeugt, um die Brücke in wagrechter Haltung zu bewegen. Die hierdurch hervorgerufenen Reibungswiderstände entstehen in den Zahnradern in Höhe von 2 0/10 für diese $(2223 + 80)$ kg, letztere als Spindeldruck infolge der Führungsreibung zu 1.: demnach ist

$$R_2 = 0,02 (2223 + 80) = 46 \text{ kg.}$$

3. Reibung der Spindeln an den Gewinden (vergl. Abb. 459 S. 374)

$$R_3 = 0,1 (2223 + 80) \frac{7}{35} = 46 \text{ kg.}$$

4. Die Zapfenreibung an den Zahnradern zur Spindelführung (Abb. 463), deren Halbmesser 44,5 cm und deren $\rho = 10$ cm beträgt. Das in Frage kommende Gewicht wird um 800 kg durch Räder und

Wellen vermehrt. Danach also $R_4 = \frac{0,01 (2223 + 80 + 800) 10}{44,5} = 68$ kg.

5. Zur Bewegung der leerlaufenden Aufsatzmutter ist die Reibung $R_5 = \frac{R}{r} \text{tg} (a - \rho)$ zu überwinden, wo R der Halbmesser des Halte-

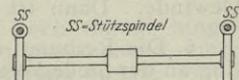


Abb. 463. Führung der Spindeln durch Zahnräder.

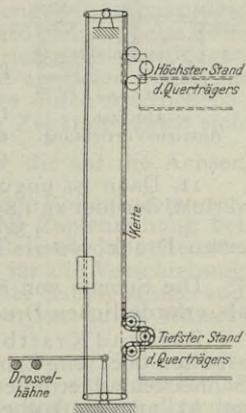
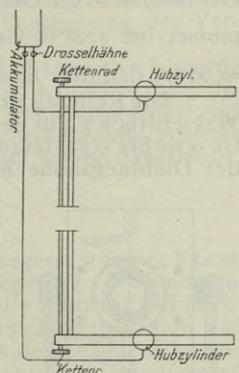


Abb. 464 und 465. Vorrichtungen zum Bewegungsausgleich.

ringes = 25 cm, r = der Spindelhalbmesser im Gewindemittel = 10 cm (Kernhalbmesser = 8 cm), $P = (R_5 + G) \frac{f}{\delta}$, die durch den Reibungswiderstand + Muttergewicht G (180 kg) erzeugte Kugelreibung bei $\delta = 1,6$ cm Kugeldurchmesser. $f = 0,1$ für rollende Reibung. $\alpha = 21^\circ 50'$ ist die Gewindesteigung in der Abwicklung gemessen, $\varphi = 6^\circ$ der Reibungswinkel im Gewinde. Dann ist $R_5 = \frac{25}{10} \frac{P}{\text{tg } 15^\circ 50'} = 62 \text{ kg}$.

6. Die Reibung in den Rädern der Parallelsteuerung ist aus dem Zug an der Steuerkette, welche zu 800 kg angenommen wird, bei $\frac{1}{4}$ Umschlingung der Kette mit 2% in Ansatz gebracht, also zu $2 \cdot 0,02 \cdot 800 = 32 \text{ kg}$; die Reibung im Zahnrad zu $0,05 \cdot 800 = 0,05 \cdot 800 = 40 \text{ kg}$; die Reibung in der Welle mit 77 mm Durchmesser und 247 mm Zahnraddurchmesser bei 2228 kg Gewicht der Welle und Kuppelung, also $0,1 \cdot \frac{2228 \cdot 77}{247} = 69 \text{ kg}$; dadurch $R_6 = 32 + 40 + 69 = 141 \text{ kg}$.

7. Die Reibung in den Manschetten der Hubzylinder R_7 hängt von dem Wasserdruck p auf den Umfang der Dichtungsfläche d ab. Der Beiwert μ ist 0,10 bis 0,20, letzteres bei unreinem Wasser. Sie ist unabhängig von der Dichtungshöhe $R_7 = 0,14 p \cdot d\pi = 0,14 \cdot 57 \cdot 50,5 \cdot 3,14 = 1150 \text{ kg}$.

8. Es ist im ungünstigsten Falle die nicht ausgeglichene halbe Schnee- und Feuchtigkeitslast bei der Eisenbahnbrücke in Höhe von $G_8 = 4850 \text{ kg}$ direkt zu heben, sodaß die gesamten Widerstände bei deren Hebung sich ergeben zu $2R_1 + 4R_2 + 4R_3 + 4R_4 + 4R_5 + R_6 + 2R_7 + G_8 = 8400 \text{ kg}$. Auf den Durchmesser des Akkumulatorkolbens (62 cm) reduziert, entspricht das einem Widerstande von

$$\frac{8400 \cdot 62^2}{2 \cdot 50,5^2} = 7000 \text{ kg}.$$

9. Hierzu tritt die Manschettenreibung in letztgenanntem Kolben mit $R_9 = 0,13 \cdot 57 \cdot 62 \cdot \pi = 1500 \text{ kg}$.

10. Ferner die Reibungswiderstände in den Führungen des Akkumulatorkolbens unter Annahme eines Zwängungsdruckes von 1000 kg für Schiefstellung also $R_{10} = 2 \cdot 0,15 \cdot 1000 = 300 \text{ kg}$.

11. Dann ist ungünstigenfalls der Druck zu ersetzen infolge Leitungsverlust, der hier zu 1,85 Atm. angenommen ist, also im Akkumulatorkolben einen Druck von $\frac{1,85 \cdot 62^2 \cdot \pi}{4} = 5585 \text{ kg}$ erfordert.

Die Summe von 8 bis 11 ergibt: $7000 + 1500 + 300 + 5585 = 14385 \text{ kg}$ als erforderlichen Druck zur Bewegung des Kolbens.

Zeit und Kraftbedarf. Der Elektromotor mit 550 Umdrehungen/Min. arbeitet über ein Zahnradpaar von $15/135$ Zähnezahl (s. Abb. 466), ein Schneckenradgetriebe von $1/10$ Uebersetzung auf das in die Zahnstange am Akkumulatorkolben eingreifende Zahnrad von 0,91 m Umfang. Dann ist die Hubgeschwindigkeit dieses Kolbens:

$$v_a = \frac{550 \cdot 15 \cdot 1 \cdot 0,91}{135 \cdot 10 \cdot 60} = 0,09267 \text{ m/Sek.},$$

also die Hubgeschwindigkeit der Straßenbrücke v_s bzw. der Eisenbahnbrücke v_e :

$$v_s = \frac{0,09267 \cdot 62^2}{54,5^2} = 0,06 \text{ m/Sek.}$$

bzw.

$$v_e = \frac{0,09267 \cdot 62^2}{50,5^2} = 0,07 \text{ m/Sek.}$$

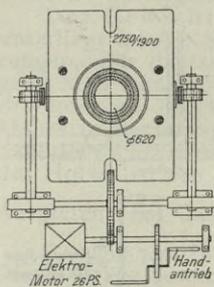


Abb. 466.
Antrieb-Vorrichtung.

Der Hub der Straßenbrücke beträgt $3,28$ m, die Zeitdauer ihrer Hebung $t = \frac{3,28}{0,06} = 54,6$ Sekunden, mit Einschluß der Zeit für An- und Auslauf des Motors rd. 1 Minute.

Der größte Kraftbedarf für den Motor bei 70% Nutzeffekt ist danach

$$\Sigma = \frac{14385 \cdot 0,09267}{0,7 \cdot 75} = 25,6 \text{ PS.}$$

Schließlich sei hier der Vollständigkeit halber noch darauf hingewiesen, daß es allgemeinen Sicherheitsanforderungen entsprechend, einer eingehend durchgearbeiteten Verriegelung der Steuerung bedarf, sodaß nur die vorgesehenen Handgriffe in der ordnungsmäßigen Reihenfolge ausgeführt werden können, bei der Eisenbahnbrücke Verriegelung von der zur Brücke führenden Weiche bis zum Signal, daß die Schifffahrt frei ist und umgekehrt. Näheres darüber in der Veröffentlichung des Verfassers.

Die Hubbrücke über dem Oberhaupt der Schleuse in Lauenburg, gleichfalls vom Elbe-Trave-Kanal, ist eine auf Schwimmern ruhende, die nur mit dem steigenden Wasserstande selbsttätig gehoben werden und nur für den Landverkehr, Industriebahn, durch Gewichtsbelastung gesenkt wird. Auch diese Brücke ist vom Verfasser in Z. V. D. I. 1900 dargestellt.

II. Die Rollbrücken.

Bei den Rollbrücken wird der Ueberbau auf vorwiegend wagrecht m Wege ganz aus der freizulegenden Öffnung zurückgerollt. Sie müssen also so gebaut sein, daß während des Zurückrollens die Stützung bei allen Angriffen von Eigengewichten, Wind und sonstigen zufälligen Lasten auf den Ueberbau während der Öffnung vom Augenblick des Abrollens an gesichert ist 1. entweder nach Abb. 467 auf f. S. durch Anordnung von Gegengewichten, derart, daß der Schwerpunkt S des zu rollenden Brückenkörpers zwischen den Rollen R liegt oder 2. daß nach Abb. 468 eine doppelte Rollbahn vorhanden ist, derart, daß die hinteren Rollen sich nach oben gegen die obere Rollbahn legen. In beiden Fällen entsteht am freien Ende eine elastische Durchbiegung, die beim Einrollen wieder durch Anheben beseitigt werden muß. Die zum Rollen erforderliche Zugkraft ergibt sich für wagrechte Bahn zu $Z = \frac{G}{R} (\mu r + f) + \frac{G_1}{R} f$, wo G die auf die Achsen

entfallende Last bezeichnet, G_1 das Rollengewicht, R den Rollenhalmmesser, r den Zapfenhalmmesser der Rolle; μ den Beiwert für Zapfenreibung bei Stahl und Bronze, wenig fettig, 0,08 bis 0,16; f den Beiwert der rollenden Reibung = 0,05. Bei sehr kleinen Brücken genügt für die Verschiebung unmittelbarer Handangriff durch Menschen, oder unter Zuhilfenahme von Zahnradern mit Vorgelege. Schwerere Brücken werden durch Wasserdruck-Flaschenzüge vor- und zurückgerollt.

Die mechanischen Vorgänge und die Art, hinreichende Standsicherheit zu erhalten, sind äußerst einfach. Wenn also der erforderliche Platz ohne große Mühe und Kosten zur Verfügung steht, nach dem die auszurollende Brücke gebracht werden kann, so kann die Anordnung einer Rollbrücke zweckmäßig werden. Das ist technisch leicht anzuordnen, wenn die Brücke rechtwinklig zur Achse, wie die in Abb. 469 dargestellte, im Zuge der großen Elb-Straßenbrücke in Hamburg erbaute Rollbrücke verschoben werden kann. In diesem Falle liegt die Durchfahrt von 14,5 m Breite unter einem Winkel von 54° zur Brückenrichtung, sodaß durch entsprechende Seitwärtsrollung die Durchfahrt völlig frei wird. Der Brückenkörper und dessen Gewicht ist entsprechend groß; die wünschenswerte Geschwindigkeit kann nur durch große Arbeitsleistung erreicht werden. Von Vorteil ist aber jedenfalls, daß ohne große Zwischen-

mittel die Straßenbrücke mit ihren Gleisen sofort nach dem Einschieben wieder geschlossen ist, da durch die seitliche Verschiebung lediglich eine wagrechte Bewegung stattfindet. Ist der seitliche Platz nicht vorhanden, muß die Brücke in der Richtung ihrer Achse verschoben werden, so

Abb. 467. Stützung der Rollbrücke durch Gegengewichte.

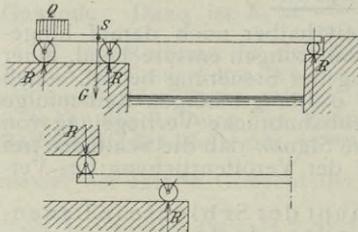


Abb. 468. Stützung zwischen doppelter Rollbahn.

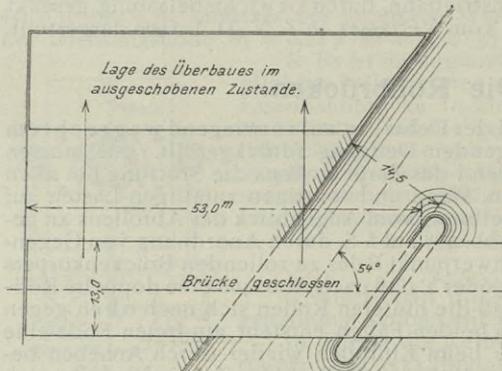


Abb. 469. Verschiebung rechtwinklig zur Brückenachse.

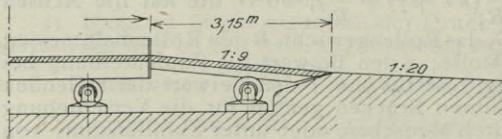


Abb. 471. Rollbrücke mit Auflaufklappe.

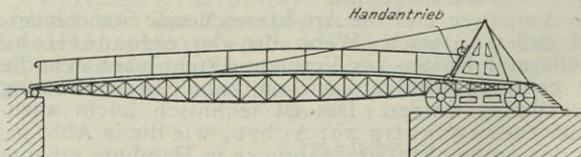


Abb. 470. Rollbrücke mit Stufen zum Höhenausgleich.

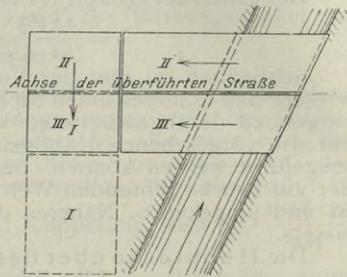


Abb. 472. Verschiebung der Brücke in der Richtung der Achse. (Pfaffendorfer Tor in Coblenz.)

ist das bei Fußgängerbrücken nach Art der in Abb. 470 dargestellten Rollbrücken in den älteren Londoner Hafenanlagen bei verschiedenem hohem Ufer dadurch zu erreichen, daß der Höhenunterschied durch Stufen überwunden wird, bei kleinen Straßenbrücken durch eine Auflaufklappe nach Abb. 471 in der Neigung 1:9.

Liegen beide Ufer gleich hoch, wie es bei größeren Straßen- und Eisenbahnbrücken Voraussetzung ist, so setzt die Bewegung der Rollbrücke in der Längsrichtung der Brücke unbedingt eine Veränderung in der Höhe voraus, wenn nicht durch Anordnung eines seitlich

auf dem Lande zu verschiebenden Brückenkörpers I, wie das bei der rechtsrheinischen Bahn am Pfaffendorfer Tor in Coblenz der Fall war, nach Abb. 472, der Platz für die eigentliche Rollung in Brückenachse gewonnen wird, eine Anordnung, die in Rußland bei einer Brücke über

den Volkhoff in der Nicolaibahn noch neuerdings (Modell in der Pariser Weltausstellung Paris 1900) angewendet worden ist. Es ist klar, daß hier erhebliche und Zeit erfordernde Arbeitsleistungen zu bewältigen sind, die neuzeitlichen Forderungen auf zweckmäßige Weise nicht angepaßt werden können. Zweckmäßiger erscheinen die englischen, bei Eisenbahnbrücken ausgeführten Anordnungen der „Unterrollbrücke“ und der „Ueberrollbrücke“, wo die ganzen Brücken durch Senkung oder Hebung bzw. Kippung derart in der Höhenlage geändert werden, daß sie schräg unter das Tragwerk oder über das Tragwerk der Seitenöffnung geschoben werden können. Von Armstrong in Newcastle-on-Tyne ist eine 48,36 m lange Rollbrücke über die Kattendyk-Seeschleuse in Antwerpen für eine Lichtweite von 27,50 m nach Abb. 473 geliefert, deren Betrieb durch Wasserdruck (50 Atm.) erfolgt, durch einen Hubzylinder *H*, um die Hebung über Straßenhöhe zu bewirken, und hydraulischen Flaschenzug, um die Brücke dann über feste, im Straßenpflaster eingelassene Rollen *r* zurückzuziehen. Beim Zurückrollen faßt ein hornartiger Ansatz unter einen verankerten Querstab im gegenüberliegenden Mauerwerk, wodurch die Brücke in ihre richtige Lagerung beim Absenken geführt wird. Das Brückengewicht beträgt 370 t. Ein Mangel ist, daß die Maschinenteile schwer zugänglich sind und der Brückenkörper beim Zurückrollen dadurch, daß die Rollen nicht mit ihm, sondern mit dem Pflaster verbunden sind, als Laufbahn dient und verschiedenartig beansprucht wird.

Ein wesentlicher Fortschritt besteht darin, daß nicht mehr der ganze Brückenkörper zwecks Rückrollung in der Längsrichtung, sondern nur die Fahrbahn gesenkt wird. Um den wertvollen Platz am Ufer nicht zu versperren, ist von Kinipple 1883 bis 85 am Westhafen von Greenock¹⁾ dabei nach Abb. 474 eine große Kammer im Ufermauerwerk ausgespart, deren Decke mit der Brückenfahrbahn in einer Ebene liegt. Diese ist auf Pendelstützen gelagert, welche sich durch entsprechende Führung an der Kammerdecke nach Abb. 475–477 beim Zurückziehen der Brücke selbsttätig senkt bzw. beim Wiederverschieben selbsttätig aufrichtet. Daß die Rollbahn der Brücke 9,84 m unter Fahrbahn, d. h. über 5 m unter Wasser liegt und die Fahrbahn sich auf wasserdichte eiserne Luftkasten stützt, die bis 1 m über Niedrigwasser reichen, um eine Entlastung des zu rollenden Gewichtes, also Verringerung

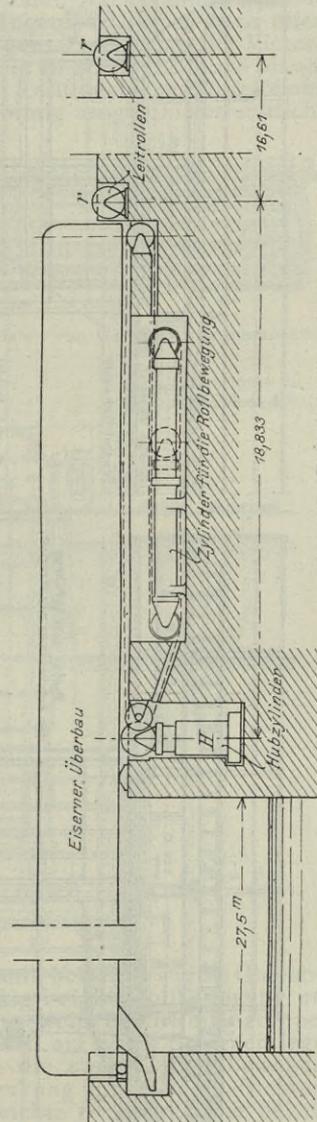


Abb. 473. Rollbrücke über das Kattendyk-Dock in Antwerpen.

¹⁾ Vergl. *Engineering* 1883 II S. 88 u. 150 und *Z. Bl. d. B.* 1887 S. 147.

Der torartigen Konstruktion steht der Nachteil gegenüber, daß die Einfahrt für allerhand kleine Fahrzeuge stets gesperrt ist und die Beweg-

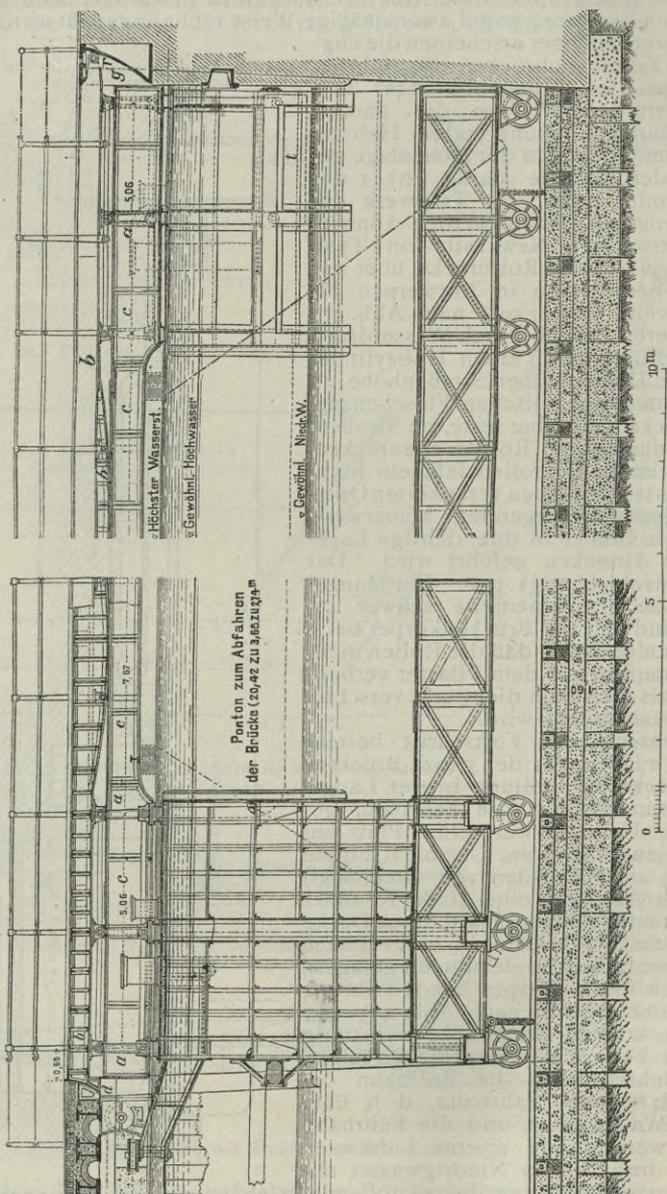


Abb. 475 und 476. Kimpfle's Rollbrücke in Greenock (Längsschnitt und Längsansicht).
Nach: Zentr. Bl. d. Bauverwalt. 1887, S. 149.

lichkeit der 36 Pendel, mit welchen die Fahrbahn auf den Rollkörper gestützt ist, auf die Dauer nicht ganz leicht betriebssicher zu halten ist.

Die Verschlammung der Rollbahn mag bei dem schlickhaltigen Wasser nicht so zu fürchten sein wie bei sandhaltigem; immerhin liegt auch hier eine große Gefahr für Betriebsstörung und Vermehrung der Bewegungswiderstände.

Wesentlich einwandfreier und zu weiterer Nach- und Ausbildung geeigneter erscheint die vom englischen Ingenieur Barber nach öffentlichem Wettbewerbe 1897 zur Ausführung gebrachte Bauart der Victoria-Brücke über den Deefluß in Queensferry²⁾ in England (Abb. 478 bis 483). Hier werden die allerdings schmalen beiden Rollflügel einer Mittelöffnung von 36,88 m nutzbarer Breite in die kastenförmig ausgebildeten seitlichen

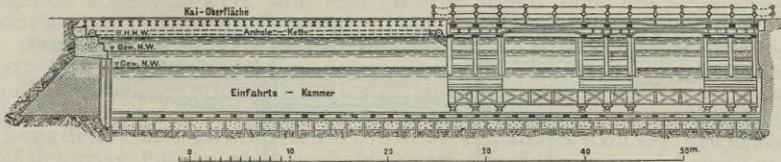
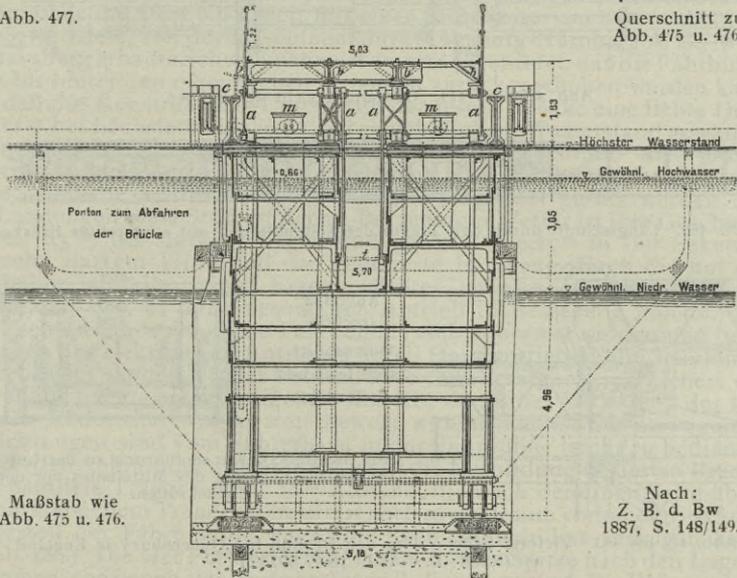


Abb. 474. Kinipple's Rollbrücke über ein Dock im Hafen von Greenock. Gesamtansicht.

Abb. 477.



festen Ueberbauten geschoben, nachdem in ähnlicher Weise wie bei Greenock die Fahrbahn nebst Geländer sich selbsttätig bei der Rollbewegung umlegten bzw. wieder aufrichteten. Die Stützung erfolgt durch Rollengruppen, welche sich vorn auf untere Schienen, hinten auf obere Schienen legen (Abb. 480). Abb. 480 und 483 zeigen auch die zwangläufige Bewegung der Fahrbahn auf Pendelstützen bei der Senkung und Wiederaufrichtung um 0,375 m; letzteres wird durch Gegengewichte *G* bewirkt, die bei der Senkung durch eine Parallelführung gehoben werden. Für die Bewegung dient hydraulischer Antrieb. Hier hat sich die Druckrohrverbindung für 56 Atm. der beiden Brückenteile aus Kupfer mit Schraubenverbindung

²⁾ Vergl. Z. V. D. I. 1897 S. 755 und Génie civil 1898 S. 245.

infolge der Beweglichkeit der Flußsohle nicht bewährt und soll durch Bleirohre mit Kupferdraht-Umwicklung ersetzt werden.

Schließlich möge noch ein auf Grund der vorstehenden Darstellung vom Verfasser gegebener Vorschlag für eine Rollbrücke in Emden angedeutet werden. Um die Umlegung der auf Stelzen gelagerten Fahrbahn- und Ueberbau, der vielen beweglichen Teile wegen, zu vermeiden, wird der Ueberbau um die hinteren Rollen ein wenig gedreht, d. h. es wird dadurch der Ueberbau mit der daran fest verbundenen Fahrbahn vor der Öffnung soweit gesenkt, daß er in die Seitenkammer frei zurückgerollt werden kann; die vordere Rolle bewegt sich dabei auf einer entspre-

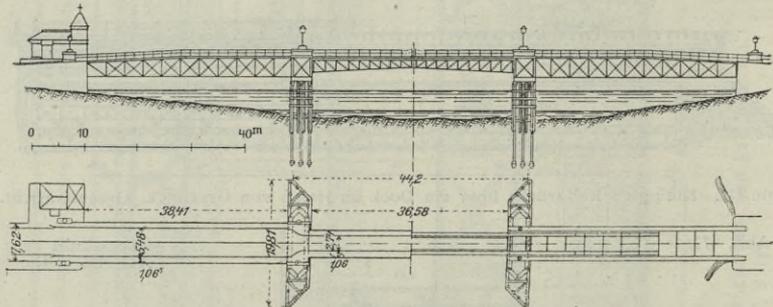


Abb. 478 und 479. Gesamtübersicht der Brücke.

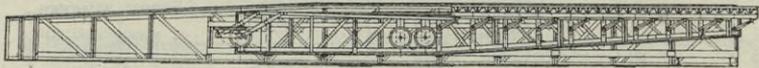


Abb. 480. Längsschnitt durch den Träger der Seitenöffnung mit eingerollter Brücke.

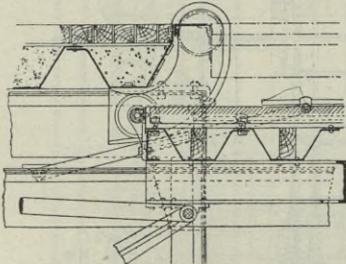


Abb. 482
(rechts)
Querschnitt
durch feste und
Rollbrücke.

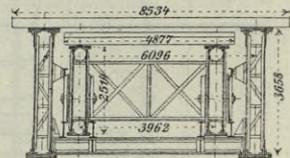


Abb. 483 (links). Kurvenführung an der festen Brücke zur Senkung des Mittelteiles vor dem Zurückrollen.

Abb. 478 bis 483. Victoria-Brücke über den Deefluß bei Queensferry in England.
(Nach: Z. V. D. I. 1897, S. 755.)

chend gekrümmten Bahn, während nach dem Vorrollen im entgegengesetzten Sinne eine Hebung stattfindet unter Zuhilfenahme elektromotorischer Kraft. Es handelt sich dabei um eine zweiflügelige Anlage von 15 m Durchfahrt bei geringer Höhe über dem Wasser inmitten eines bevorzugten Städtebildes, das durch Portalbauten u. dergl. möglichst wenig gestört werden sollte.

Als eine Abart der Rollbrücken sind die vom französischen Ingenieur Arnodin zuerst in Bilbao in Spanien 1893 ausgeführten Schwebefähren (ponts à transbordeur) anzusehen. An einem für den Schiffsverkehr genügenden hoch angeordneten festen Tragwerk sind die Rollbahnen befestigt, auf welchen ein Rollkörper sich von einem Ufer zum anderen wagrecht bewegen läßt. So tief als möglich im Rollkörper, eben über

dem für den Fahrverkehr maßgebenden höchsten Wasserspiegel ist ein Stück Fahrbahn angeordnet, so groß, daß eine entsprechende Verkehrsmenge von Straßenbahn und anderen Fahrzeugen, Fußgängern u. dergl. darauf Platz findet. Da für die Verbindung der Fahrbahn des Rollkörpers mit der festen Fahrbahn an den Ufern keinerlei zeitfordernde Vorkehrungen zu treffen sind, so spielt sich das Ein- und Ausladen der Fahrbahn des Rollkörpers außerordentlich schnell ab; die Fahrgeschwindigkeit und die Größe der Fahrbahn können beliebig groß gewählt werden, sodaß die Leistungsfähigkeit solcher Anlagen außerordentlich steigerungsfähig ist. Durch Strömung, Eisgang und Wellenschlag wird sie nicht im geringsten beeinträchtigt. Die statischen Verhältnisse für das festliegende hohe Tragwerk sind sehr günstig, sodaß auch bei schwierigen Gründungsverhältnissen derartige Anlagen empfehlenswert sind.

Von Arnodin sind Schwebefähren seither noch in Bizerta, Rouen und Martron bei Rochefort mit einer Stützweite von 100 bis 160 m und 50 bis 150 qm großen Fahrbühnen erbaut, deren fester Ueberbau als versteifte Hängebrücke ausgebildet worden ist. Näheres hierüber befindet sich in der Veröffentlichung des Verfassers in der Zeitschrift des V. D. I. 1901 S. 700 u. f.¹⁾ Inzwischen sind derartige Fähren aber auch in Duluth (Nord-Amerika) erbaut²⁾ und in der Nähe von Liverpool über den Mersey mit 301,8 m Spannweite.³⁾

Eine in Deutschland im Jahre 1909 ausgeführte Schwebefähre ist die über die Oste bei Osten mit einer Stützweite von 80 m (s. Abb. 484 bis 487⁴⁾. Diese, von der Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A. G., Werk Gustavsburg erbaute Schwebefähre ist derart ausgebildet, daß die Fahrbühne ganz bis hinter den eigentlichen Stromlauf zurückgeschoben werden kann, und daß die Konstruktions-Unterkante der festen Brücke eine lichte Höhe von 21 m bei höchstem und 26,7 m bei gewöhnlichem Wasserstand gewähren soll, damit vollbemastete Seeschiffe dieser Wasserstraße die Brücke jederzeit unbehindert durchfahren können. Die Fahrbühne ist so ausgebildet, daß die seitlichen Schwankungen möglichst gering werden und die Landungen ohne Stoß erfolgen. Bei ruhigem Wetter ist ihre Geschwindigkeit 0,5 m, bei starkem Gegenwind (150 kg/qm) 0,25 m in der Sekunde. Bei sehr starkem Wind soll das gebremste Fahrzeug durch die auf der Fahrbühne anstelle seines Eigengewichtes erzielte gleitende Reibung verhindern, daß es ohne besonderen Antrieb in Bewegung kommt. Im bewegten Zustande kann die Fahrbühne rasch gebremst werden und beim Versagen des elektrischen Antriebes durch Handantrieb an die Landungsstelle bewegt werden. Jedes Fahrrad am Schwebegerahmen, in welchem die Fahrbühne hängt, braucht eigenen Antrieb, damit bei Entlastung der leeseitigen Räder der Wagen stets bewegt werden kann. Die Bewegungseinrichtungen sind vom Führerhaus in der Fahrbühne leicht zu bedienen. Wie aus den Abbildungen hervorgeht, weist die Ausbildung der festen Brücke zwei parallele Träger auf in 10 m Abstand, die nach der einen Seite überkragen. Ueber dem Trägeruntergurt ist noch soviel Raum vorhanden, daß das Radgestell der Fähre seine wagrechte Bahn unbehindert verfolgen kann (s. Abb. 486.) Die vier Portalschenkel laufen in eine Spitze nach den Lagern zusammen, von denen zwei feste und zwei Rollenlager sind. Die Füße sind so weit gespreizt, daß durch seitlichen Wind kein Umsturz erfolgen kann. Die Unterteilung des Strebenfachwerkes bezweckt, dem Wagengleis eine bessere Unterstützung zu geben und die auf die Fahrbühne und sonstigen beweglichen Teilen die Hauptträger treffenden Windkräfte auch mittels des in den Nebenknotenpunkten eingebauten Querrahmens in den Obergurthöhe angeordneten wagrechten Windträger zu leiten. Die Spurweite des Wagengleises beträgt 9,2 m und der daranhängende Schwebegerahmen hat eine Ausdehnung von 8 · 8,75 m, an welchem das Schwebefachwerk aufgehängt ist. Die daranhängende Fahrbühne selbst hat eine Nutzfläche von 14 · 3,5 m und eine 1,5 m breite Auskrantung in 8 m Länge. Die Verbindung

¹⁾ s. auch Dietz, Bewegliche Brücken. — ²⁾ s. Deutsche Bauzeitung 1905 S. 573.

³⁾ Deutsche Bauzeitung 1906 S. 700. — ⁴⁾ Deutsche Bauzeitung 1909 S. 655 u. f.

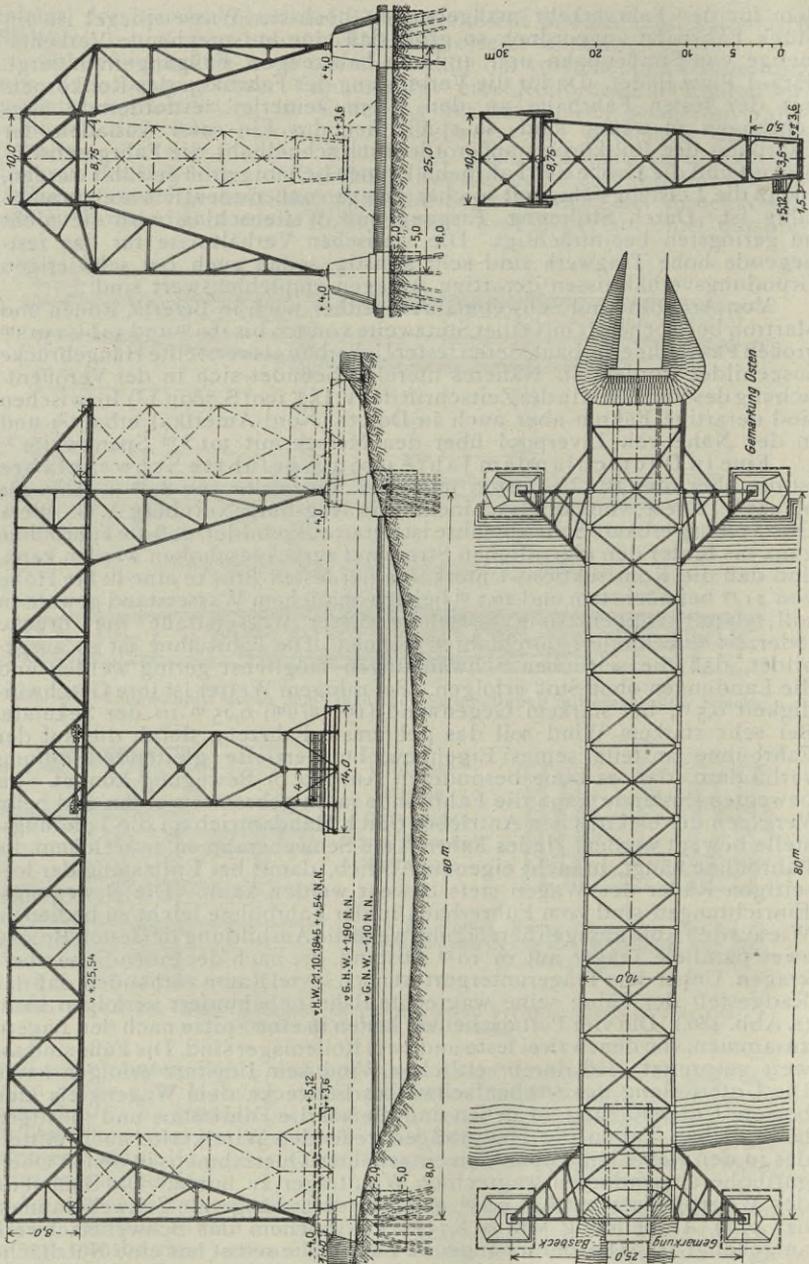


Abb. 484—487. Ansicht, Aufsicht und Querschnitt des Traggerüstes nebst Querschnitt des Fährwagens der Schwebefähre über die Oste bei Osten. (Aus D. B. Z. 1909 S. 665.)

der Fahrbühne mit dem Lande wird durch eine 1 m lange und 3,5 m breite Fußbodenklappe mit Gegengewichten bewirkt, die vom Führersitz aus mit kräftigen Klinken mit der Landungsmauer in Verbindung gebracht werden kann.

Abb. 488 zeigt den Grundriß des Laufwagens mit der Bewegungseinrichtung, welche nach Vorstehendem keiner weiteren Erläuterung bedarf. Zur Sicherheit befindet sich unter jedem Laufwagen eine mit dem Wagen in fester Verbindung stehende wagrechte doppelflanschtige Stahlrolle, welche auf einer, zwischen Laufschiene und Schienenträger nach innen festein-

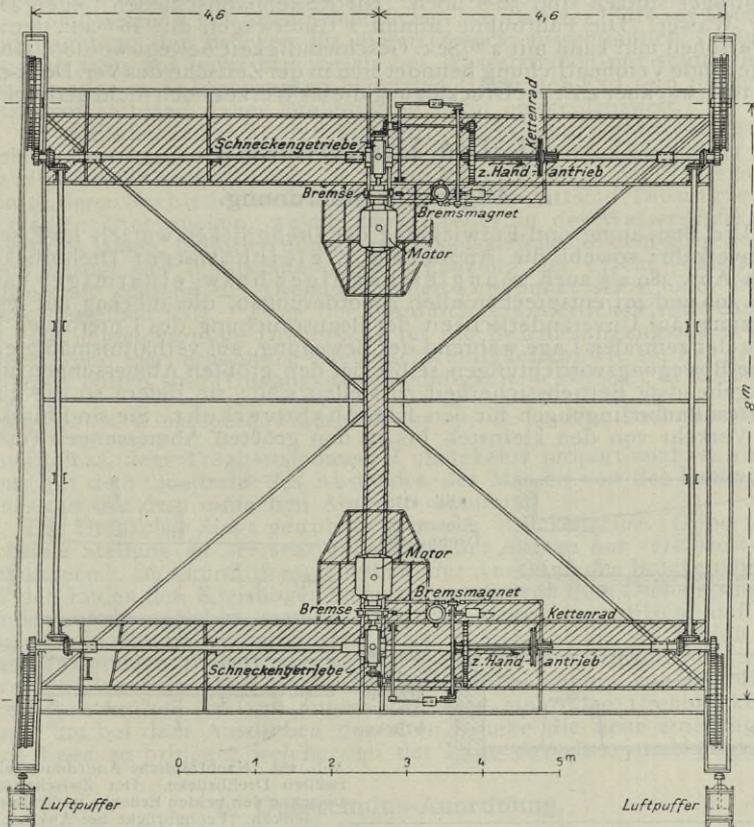


Abb. 488. Grundriß des Laufwagens der Schwebefähre über die Oste bei Osten. (D. B. Z. 1909, S. 706.)

gebauten wagrechten Kopfschiene rollt, um beim Schlingern des Wagens oder infolge Wind eine Reibung der Laufradflanschen an der Laufschiene zu verhindern.

Die Kosten der Schwebefähre ohne Weganschlüsse und dergl. betragen 180 000 M., der gegenüber die Kosten einer Drehbrücke 420 000 M. betragen haben würden. Die jährlichen Unterhaltungs- und Betriebskosten der Schwebefähre werden auf 6 000 M. geschätzt. Bei einigermaßen regem Verkehr zwischen den Flußufeln und bei einer geringen Taxe (5 Pfg. für 1 Person und 50 bis 80 Pfg. für 1 Wagen) dürfte das Baukapital bald getilgt

sein, sodaß den Eigentümern der Brücke allmählich sogar eine jährliche Rente erwächst. Hieraus dürften die Vorteile solcher Anlage hinreichend gekennzeichnet sein.

Die neueste Schwebefähre ist in Deutschland von der „Guten Hoffnungshütte“ für die kaiserl. Werft in Kiel ausgeführt und im Jahre 1910 dem Verkehr übergeben worden. Diese dient zur Ueberführung von Eisenbahnwagen über die Docks. Die feste Tragbrücke hat eine Stützweite von 118^m und überspannt eine offene Wasserfläche von 80^m Breite. Die eisernen Pfeiler, welche die als Parallelträger ausgebildeten Laufbahnträger stützen sind 56^m hoch. Die Rollenbahnschienen liegen 42^m über Wasser. Die Fahrbühne nimmt 2 Güterwagen mit 26^t auf, ferner 50 Personen und kann mit 2^m/Sek. Geschwindigkeit bewegt werden. (Ihre eingehende Veröffentlichung befindet sich in der Zeitschr. des Ver. Deutsch. Ing. 1911, war aber z. Z. der Drucklegung dieses Werkes noch nicht gedruckt.)

III. Die Drehbrücken.

a. Allgemeine Anordnung.

Die Bedeutung und Entwicklung der Drehbrücken wurzelt im Eisenbahnverkehr; sowohl die Anordnung 1. gleicharmiger Drehbrücken nach Abb. 489 als auch 2. ungleicharmiger bezw. einarmiger nach Abb. 490 und 491 entsprechen allen Anforderungen, die inbezug auf feste Stützung, auf Unveränderlichkeit der Beanspruchung des Unterbaues infolge der zentralen Lage während der Bewegung, auf verhältnismäßig einfache Bewegungsvorrichtungen selbst bei den größten Abmessungen und weitgehendste Betriebssicherheit zu stellen sind; sie liefern so die günstigsten Baubedingungen für den Eisenbahnverkehr. Sie sind für diesen Verkehr von den kleinsten bis zu den größten Abmessungen (128^m

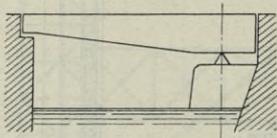


Abb. 491.
Einarmige
Drehbrücke.

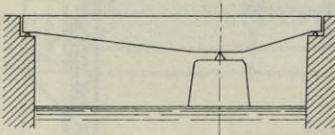


Abb. 490.
Ungleich-
armige
Dreh-
brücke.

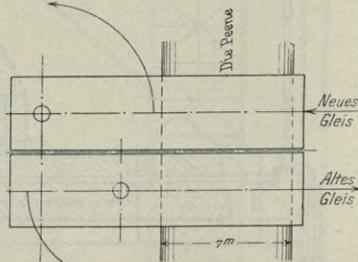


Abb. 493. Nachträgliche Anordnung einer zweiten Drehbrücke. Der Zwischenraum zwischen den beiden Brücken ist breiter zu denken. (Peenebrücke bei Anklam.)

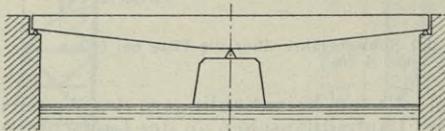


Abb. 489. Gleicharmige Drehbrücke mit Zwischenpfeiler.

Abb. 489 bis 493.
Allgemeine Anordnung der
Drehbrücken.

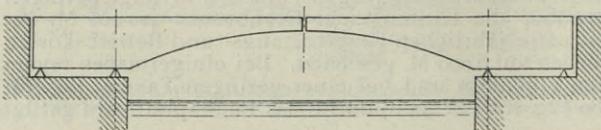


Abb. 492.
Zweiflügelige Dreh-
brücke ohne
Zwischenpfeiler.

in Velsen, Holland, größte Drehbrücke Europas und 158^m in Omaha bei Neu London, Connecticut, größte Drehbrücke Amerikas) zur Ausführung gelangt. Der in Abb. 492 dargestellten dritten Bauart der zweiflügeligen oder Doppel-Drehbrücken haftet wie allen zweiflügeligen beweglichen Brücken der Mangel großer Beweglichkeit an den Stoßstellen an, sodaß sie sich nur für die Zwecke des Straßenverkehrs eignet. Nach dieser Bauweise ist eine die überhaupt weiteste Durchfahrt freigebende bewegliche Brücke ausgeführt, nämlich die 1908 vollendete Kaiser-Wilhelm-Doppeldrehbrücke in Wilhelmshaven, bei welcher der zweiflügelige Ueberbau von 159^m Gesamtlänge gedreht wird.¹⁾

Voraussetzung bei allen Drehbrücken ist, daß der Platz zur Drehung und Lagerung der Brücken für diesen Zweck ausschließlich verfügbar ist, was mehr auf freier Strecke als bei Wasserstraßen mit städtisch bebauten oder zu Anlegezwecken benutzten Ufern der Fall sein dürfte; in letzterem Fall sind daher Drehbrücken nicht empfehlenswert.

In statischer Hinsicht sind die gleicharmigen Drehbrücken sowohl den senkrechten Kräften als auch den Windkräften gegenüber stets im allgemeinen ausgeglichen; sie setzen Mittelpfeiler in der Wasserstraße voraus, deren Nachteile bereits oben (S. 363 u. f.) erläutert sind. Die ungleicharmigen Drehbrücken, welche ohne Pfeiler in der Wasserstraße sich ausbilden lassen, bedürfen eines Gewichtsausgleiches in dem kurzen Arm, auch bezügl. der Windkräfte durch Ergänzung der Fläche, damit die Mittelkraft während der Drehung in den Drehpunkt selbst oder in die Nähe desselben fällt. Trotz der hierdurch erforderlichen toten Lasten ist eine ungleicharmige Drehbrücke für die Beschleunigungsarbeit günstiger, wenn man erhebliche Drehgeschwindigkeiten, wie sie bei großen Anlagen üblich sind (Umfangs-Geschwindigkeit = 2^m/Sek.), in Rechnung

setzt, da die Winkelgeschwindigkeit $\omega = \frac{M}{J}$, d. h. dem Drehmoment M unmittelbar, dem Trägheitsmoment J umgekehrt proportional ist, dieses aber mit dem Quadrate des Abstandes der Massen von der Drehachse, jenes nur mit dem einfachen Abstände zunimmt.

Die Drehachse liegt gewöhnlich in der Brückenachse. (Eine nicht achsiale Stellung ist bei sehr unbedeutender Anlage nur vereinzelt vorgekommen.) Im Grundriß muß deshalb der Anschluß des Brückenkörpers an den Enden den Kreisbögen entsprechen, die von dem Drehungsmittelpunkt aus beschrieben werden, möglichst derart exzentrisch, daß die Fuge beim Eindrehen zu Beginn etwas breiter ist als am Schluß, um das Einklemmen zu verhindern. Bei nachträglicher Hinzufügung eines zweiten Gleises zu einer eingleisigen Drehbrücke kommt, wie in Abb. 493 (Peenebrücke bei Anklam) angedeutet, eine einarmige Drehbrücke in Frage, um bei dem Ausdrehen der alten Brücke die neue einarmige in eine Lage zu bringen, welche von der Lage der alten unabhängig ist.

b. Querschnitts-Anordnung.

Die Hauptträger liegen zumeist unterhalb der Fahrbahn, wenn nicht der Höhengewinn bei versenkter Fahrbahn für den eingedrehten Zustand in Betracht kommt. Bei oben liegender Fahrbahn kann der zu drehende Brückenkörper seitlich auf einfachere Weise ausgesteift und der Drehpfeiler kleiner gemacht werden. Bei kleinen Spannweiten wird man dann die Hauptträger gleich als Schwellenträger bzw. Schienenträger (Abb. 494) ausbilden, bei großen die Hauptträger schräg stellen (Abb. 495 Osterrönfeld), um die Fahrbahn-Anordnung leichter zu machen und auch für die Konstruktion über dem Drehpfeiler unten mehr Platz zu gewinnen. Abb. 496 zeigt einen Querschnitt mit Fahrbahn unten (bei Taterpfahl,

¹⁾ Eingehende Bearbeitung des Verfassers in der Zeitschr. d. Vereins deutscher Ing. 1909 S. 809 und 867.

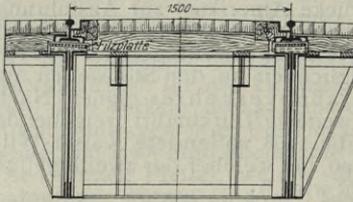


Abb. 494. Drehbrücke kleiner Spannweite. Hauptträger gleichzeitig Schwellenträger.

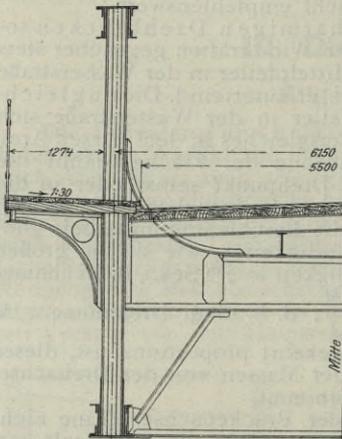


Abb. 497. Drehbrücke mit Fahrbahn in halber Höhe. (Straßenbrücke bei Rendsburg.)

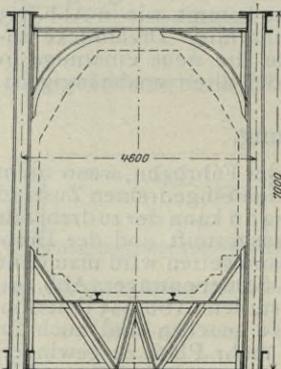


Abb. 496. Fahrbahn unten. (Drehbrücke bei Taterpfahl.)

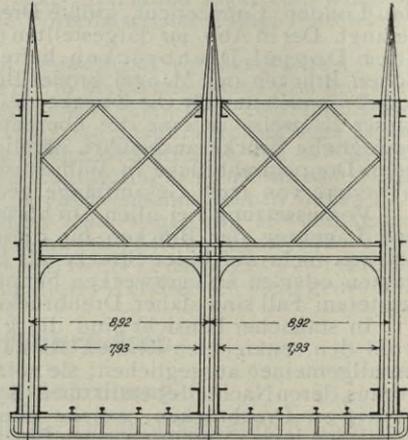


Abb. 499. Viergleisige Drehbrücke mit drei Hauptträgern (über den Harlem-River in N.Y.)

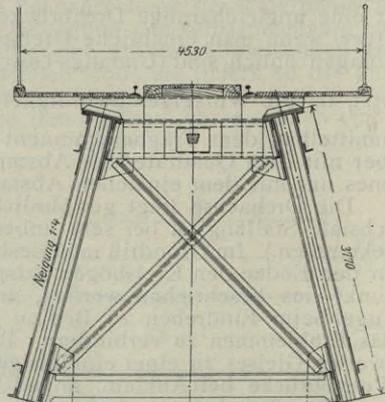


Abb. 495. Drehbrücke mit obenliegender Fahrbahn. (Österröndfeld.)

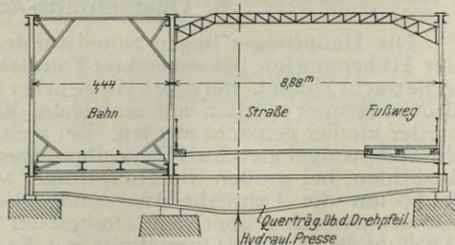


Abb. 498. Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg.

Kaiser Wilhelm-Kanal) und Abb. 497 mit halbversenkter Fahrbahn (Straßenbrücke bei Rendsburg). Querschnitt Abb. 498 zeigt die Verbindung einer Eisenbahn- und Straßenbrücke in gleicher Höhenlage (Baakenbrücke über den Magdeburger Hafen in Hamburg). Abb. 26 S. 31 zeigt beide Verkehrswege in verschiedener Höhenlage. Dort handelt es sich bei der neuen Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg um eine viergleisige, oben angeordnete Eisenbahn in Verbindung mit einer unten befindlichen 14,2^m breiten Straße, von zwei Hauptträgern getragen, eine Anordnung, die in dieser Hinsicht bereits vorher bei der Rockisland-Drehbrücke über den Mississippi bei Davenport ausgeführt worden ist. Eine viergleisige Drehbrücke mit drei Hauptträgern zeigt Abb. 499. Es ist das eine schiefe Drehbrücke in der 134. Str. zu New York über den Harlem-River. Ebendasselbst befindet sich in der Third-Avenue eine rd. 24^m breite Drehbrücke mit vier Hauptträgern. Es sind hier zwischen den mittleren beiden Hauptträgern Eisenbahngleise, zwischen den seitlichen je eine Fahrstraße und außerhalb Fußwege auf Konsolen angeordnet. In Boston befindet sich eine Drehbrücke, in deren Mitte ein Hochbahnviadukt mit überführt ist. Abb. 262, S. 201 gibt den Querschnitt einer Kanal-Drehbrücke, welche den Bartonkanal¹⁾ bei Manchester über den Manchester-Seekanal überführt. Es sei hier darauf hingewiesen, daß diese Brücke eine Länge von 71,67^m hat und mit gefülltem Wassertrog gedreht wird, nachdem sowohl die Enden des Troges als auch die des Kanales durch ein einflügeliges, um eine senkrechte Achse drehbares eisernes Tor abgeschlossen sind, nach Dichtung der Fuge durch Eintreiben eines gußeisernen mit Holzanschlag ausgefüllten Keilstückes mit Kautschukleiste.

c. Hauptträger.

Vorwiegend handelt es sich bei einflügeligen Drehbrücken um durchlaufende Balken auf drei Stützen, bei zweiflügeligen von Balken auf vier Stützen mit Mittelstoß oder Dreigelenkbogen mit Kragenden.

In Ergänzung der Grundlagen für die statische Berechnung von festen Brücken sei hier insbesondere für Drehbrücken Folgendes hervorgehoben, mit dem Bemerkten, daß diese Angaben nach den Grundlagen der Drehbrücke bei Neuhoft über den Reiherstieg bearbeitet sind, einer Brücke, die unter preußischer Oberhoheit ausgeführt worden ist.

Zu den üblichen äußeren Kräften kommen hinzu:

1. Bei durchlaufenden Hauptträgern die Berücksichtigung einer ungleichmäßigen Erwärmung der Gurtungen infolge unmittelbarer Bestrahlung eines derselben durch die Sonne für einen Wärmeunterschied von $\pm 10^{\circ} \text{C}$.
2. Die Berücksichtigung einer Senkung der Mittelstütze von 20^{mm} (bei Stützenabstand von 50^m), während die Seitenstützen ihre ursprüngliche Lage behalten, oder einer Senkung der beiden Seitenstützen um 20^{mm}, während die Höhenlage der Mittelstütze unverändert bleibt.
3. Die Kräfte infolge Beschleunigung und Verzögerung während der Einleitung und Beendigung der Drehbewegung.
4. Die Beanspruchung des ausgedrehten Brückenkörpers durch 250^{kg/qm} Winddruck. Bei Fachwerk ist das 1,5fache der wirklichen Winddruckfläche der reinen Eisenkonstruktion in Ansatz gebracht.

Dementsprechend sind folgende Beanspruchungen für Flußeisen zulässig:

- i. im geschlossenen Zustande: a. bei Berücksichtigung der Einflüsse von Eigengewicht, Verkehrslast und Winddruck nach Maßgabe der preußischen Vorschriften. b. Wird außer diesen vorgenannten Einflüssen noch gleichzeitig der Einfluß der Wärmeänderungen und ungleichen Höhenlage der Stützen in Rechnung gezogen: $\sigma = 1400 \text{ kg/qcm}$.

¹⁾ Deutsche Bauztg. 1894, S. 405.

2. im geöffneten Zustande: bei Berücksichtigung des gleichzeitigen Einflusses von Eigengewicht, Winddruck von 250 kg/qm und der Beschleunigungskräfte:

$$\sigma = 1400 \text{ kg/qcm.}$$

Es sei hier gleich hinzugefügt:

3. die Anforderung an die Bewegungsvorrichtung. a. die gewöhnliche Drehgeschwindigkeit ist zu bestimmen für einseitigen Winddruck auf einen Brückenarm von 10 kg/qm . b. Das Öffnen und Schließen muß noch möglich sein, wennauch mit größerem Zeitaufwand, bei einseitigem Winddruck von 80 kg/qm waagrecht und 25 kg/qm senkrechter Seitenkraft. c. Die im Öffnen begriffene Drehbrücke muß auf jeden Fall noch standsicher sein, ohne bewegt zu werden, wenn die Windkräfte größer sind.

Das Eigengewicht von kleineren Eisenbahnbrücken wird man annähernd nach dem der einfachen Balkenbrücken (Seite 50 u. ff.) bestimmen. Für die genaue Berechnung größerer Brücken, namentlich auch der Beschleunigungskräfte, ist die richtige Verteilung der Eigengewichtskräfte über die Brückenlänge noch von wesentlicher Bedeutung, es ist also vor endgültiger Berechnung eine vorläufige Ueberschlagsberechnung wie

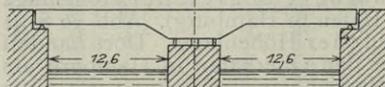


Abb. 500.
Parnitzbrücke
in Stettin.

Abb. 501. Drehbrücke bei Kehl.

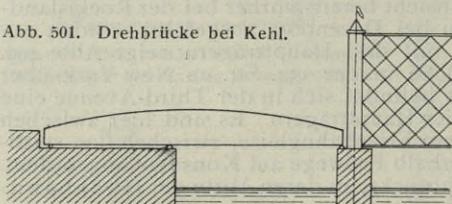


Abb. 502. Drehbrücke über die Obereider bei Rendsburg.

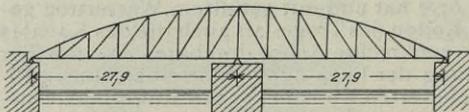


Abb. 503. Drehbrücke am Kaiser Wilhelm-Kanal, Rendsburg.

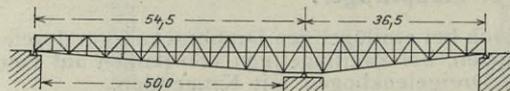


Abb. 504. Drehbrücke in Ludwigshafen bei Mannheim.

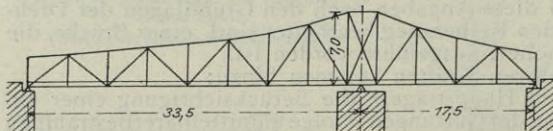


Abb. 505. Herrenbrücke bei Lübeck.

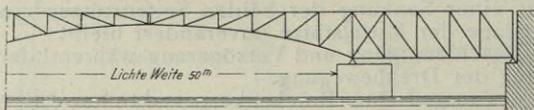


Abb. 506. Drehbrücke (Kaiser Wilhelm-Brücke) in Wilhelmshafen.

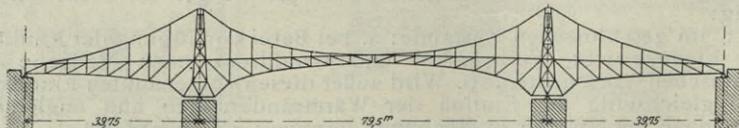


Abb. 500—506. Hauptträger-Ausbildung bei Drehbrücken.

in den meisten Fällen unvermeidlich. Dabei kann von nachstehenden Formeln für das Eigengewicht sinngemäß wohl nutzbarer Gebrauch gemacht werden:

Für gleicharmige Eisenbahnbrücken von l^m Armlänge und $l < 30^m$:
 $g = \left(25 + \frac{l}{3}\right)l + Q$, wo Q das Gewicht der Querkonstruktion in kg für 1^m Brücke beträgt. Für $l > 30^m$ ist $g = (25 + 0,2l)l + 800^kg$ zu nehmen.

In Abb. 500 bis 510 sind die Hauptträgerformen für vollwandige und Fachwerkträger einer Reihe von Drehbrücken dargestellt: Parnitzbrücke bei Stettin, Kehlbrücke, Kaiser Wilhelm-Kanalbrücke bei Rendsburg, Drehbrücke über die Obereider bei Rendsburg, Drehbrücke in Ludwigshafen bei Mannheim (Reiherstieg-Drehbrücke in Hamburg, vergl. später Abb. 538 S. 411), Herrenbrücke bei Lübeck, Kaiser Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven, Drehbrücke über den Manchester-Seekanal, Drehbrücke über den Nordsee-Kanal in Velsen, Omaha-Drehbrücke, Raritanbay-Drehbrücke.

Abb. 507. Drehbrücke über den Manchester-Seekanal.

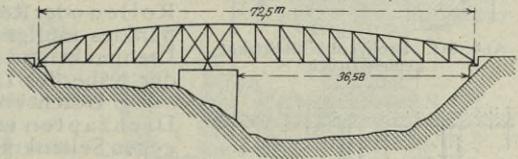


Abb. 507 bis 510. Hauptträger-Ausbildung bei Drehbrücken.

Abb. 508. Drehbrücke über den Nordsee-Kanal in Velsen (Holland).

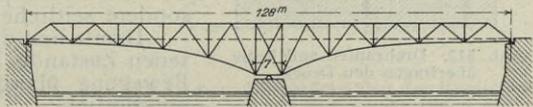


Abb. 509. Omaha-Drehbrücke.

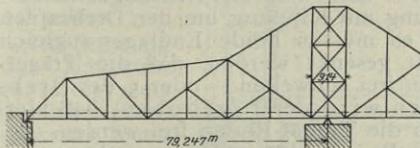
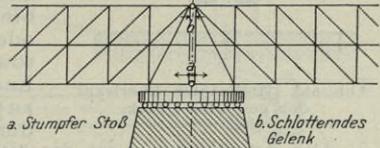


Abb. 510. Raritanbay-Drehbrücke.



Bei den amerikanischen gleicharmigen Drehbrücken ist noch darauf aufmerksam zu machen, daß diese meist nicht durchlaufende Hauptträger im geschlossenen Zustande haben, sondern um deren Nachteile zu vermeiden, über dem Drehpfeiler Stöße in den Obergurten aufweisen, die erst vor dem Drehen sich zugsicher schließen.

Bei der Raritanbay-Brücke füllt der Bolzen b im Obergurt das Auge nicht voll aus; erst durch Heben der Brücke über dem Drehpfeiler mittels hydraulischer Pressen werden die Augen oben sich gegen den Bolzen legen und die Untergurte sich aneinander pressen. Bei der Passaic-Drehbrücke in der New York-Eriebahn, erbaut 1892, ist der Obergurt über dem Drehpfeiler bei eingedrehter Brücke spannungslos gemacht. Wird der Stab mit Hilfe eines hydraulisch betätigten Kniehebels verkürzt, so nimmt er die Spannungen auf und verbindet die einfachen Balken zu einem Freitrag.

d. Auflagerung.

Die Stützung der Drehbrücken im geschlossenen Zustande sowie während der Drehung, wie auch der Uebergang von einer Stützung zur anderen, bildet das Hauptkennzeichen der verschiedenen Bauarten von Drehbrücken.

Im geschlossenen Zustand erfolgt die Stützung je nach der Hauptträgerart, wie unter c. angegeben ist, zumeist bei einfachen Drehbrücken für jeden Hauptträger durch drei Stützen, je eine an den Trägerenden und mindestens ein Lager in der Nähe des Drehpunktes auf dem Drehpfeiler. Dadurch ist eine sichere Stützung nach den für feste Brücken gültigen Regeln ohne weiteres gewährleistet, wenn die Stützpunkte nachstellbar mit Rücksicht auf die Einflüsse der Stützensenkung eingerichtet sind.

Während der Bewegung werden die Drehbrücken in verschiedener Art gestützt:

1. Durch völlige Stützung auf Rollen nach Abb. 511. Der senkrechte Drehzapfen dient ausschließlich zur Führung, d. h. zur Uebertragung von Seitenkräften.

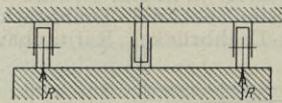


Abb. 511. Drehzapfen überträgt keinen Druck.

2. Durch Verteilung der senkrechten Lasten auf Drehzapfen und einige Rollen oder Räder durch Lage des Schwerpunktes infolge Gegengewichtes zwischen Drehpunkt und Laufräder, jedoch mehr in der Nähe des Drehpunktes nach Abb. 512.

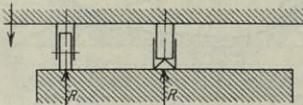


Abb. 512. Drehzapfen und Rolle übertragen den Druck.

3. Durch völlige Stützung auf den Drehzapfen nach Abb. 513. Die Stützung gegen Seitenkräfte erfolgt bei 2. und 3. zum Teil im Drehzapfen, zum Teil durch besondere seitliche Räder.

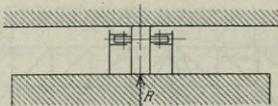


Abb. 513. Drehzapfen überträgt den gesamten Druck.

Damit nun die Stützung vom geschlossenen Zustande in diejenige während der Bewegung übergeführt werden kann, ist erforderlich

4. den Drehzapfen unverändert zu lassen — dann muß das eine Lager in Verbindung mit Kippung um den Drehzapfen oder es müssen beide Endlager zugleich soweit gesenkt werden, daß die Trägerenden frei schweben — oder 5. der Drehzapfen wird derart gehoben, daß hierdurch die Träger-Enden frei werden.

Die Anordnung 1. ist die ältere Bauart, die in Europa seltener zur Verwendung gelangt, zumeist jedoch bei den Amerikanern, auch bei der holländischen neuen Drehbrücke in Velsen; die Anordnungen 2. und 3. kommen in Europa für alle Abmessungen zur Ausführung.

1. Drehbrücken mit Rollenkranz.

Um in jeder Lage die Brücke zu stützen, ist ein Kranz von Rollen angeordnet, welche die ganze Brückenlast tragen unter Annahme gleichmäßiger Belastung jeder Rolle, wozu eine steife Trommelkonstruktion zwischen Brücke und Rollenkranz notwendig ist. Ferner ist erforderlich, da die einzelne Rolle nur eine bestimmte Last aufnehmen kann, nach der Gesamtzahl der erforderlichen Rollen und deren Platzbedarf den Durchmesser des Rollenkranzes zu bestimmen. Man rechnet für 1 cm Rollengrundriß 8 bis 16 kg Tragkraft, d. h. beim Rollendurchmesser d und Rollenbreite b : $8 b d$ bis $16 b d$, d. h. bei $b = 20$ cm; $d = 40$ cm; 6400 kg bis 12 800 kg $\cdot d$ höchstens 60 cm. Die Rolle ist nach Abb. 515 stets konisch gestaltet, derart, daß die Spitzen der von der Rollfläche gebildeten Kegel in der Drehachse liegen, damit kein Schleifen, sondern nur Wälzen erfolgt. Bei der Harlemriver-Drehbrücke in New York ist ein Gewicht von 2500 t durch 80 Rollen mit $d = 61$ cm, $b = 31$ verteilt, wodurch der Druck

$$= \frac{2\,500\,000}{80 \cdot 60 \cdot 31} = \text{rd. } 16 \text{ kg/qcm} \text{ wird. Hierfür ist ein Rollenkranz-Durchmesser}$$

von 18,25 m erforderlich geworden. Bei der Mississippi-Brücke bei Alton, Illinois¹⁾ von Ingenieur Morrison ist die Rollenkonstruktion wie in den Abb. 514 a—e und 515 dargestellt, ausgebildet. Die Uebertragung der Hauptträgerlast erfolgt durch vier Sehnenträger auf acht gleich weit entfernte Punkte der Trommel *t*, die durch dreieckförmige vollwandige oder fachwerkartige Speichen um den Drehzapfen ausgesteift ist. Unter dieser Trommel befindet sich der obere Laufring *o*, dem gegenüber der untere *u*, welche auf dem mit dem Pfeiler fest verbundenen Lagerkranz *k* ruht. Zwischen oberem und unterem Laufring ist der Rollenkranz selbst angeordnet, dessen Achsen in einem äußeren C-Eisenring und einem inneren Flacheisenring *i* gelagert und gesichert sind. Diese Achsen sind speichenartig gleichfalls um den fest mit dem Mauerwerk verankerten Drehzapfen gelagert, sodaß also der ganze Rollenkranz sich um den Drehzapfen zu bewegen gezwungen ist. Abb. 515 zeigt ein Zahnrad *Z*, das in einen mit dem Lagerkranz verbundenen Zahnradkranz *Z* eingreift. Die Drehung der Zahnradwelle bewirkt

die Brückendrehung, nachdem die Hauptträger-Enden frei über den Endauflagern schweben.

Die Stützung der Hauptträger erfolgt stets durch den Lauf- radkranz. Wenn das auch zweifellos eine durchaus betriebssichere Stützung ist, so wird der Bewegungswiderstand infolge Senkungen der Rollenbahn durch ungleichmäßige Abnutzung der Rollen erheblich wachsen. Man rechnet bei der Bewegung großer Brücken als Reibungswiderstands-Beiwert 0,07, der durch Kugeln statt Rollen wohl verringert werden kann. Jedenfalls sind zu diesem Stützungsmittel die besten, dem Verschleiß möglichst wenig ausgesetzten Eisenarten zu verwenden.

Abb. 515.
Rollenkranz.

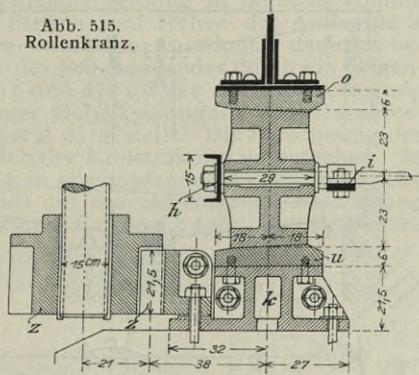
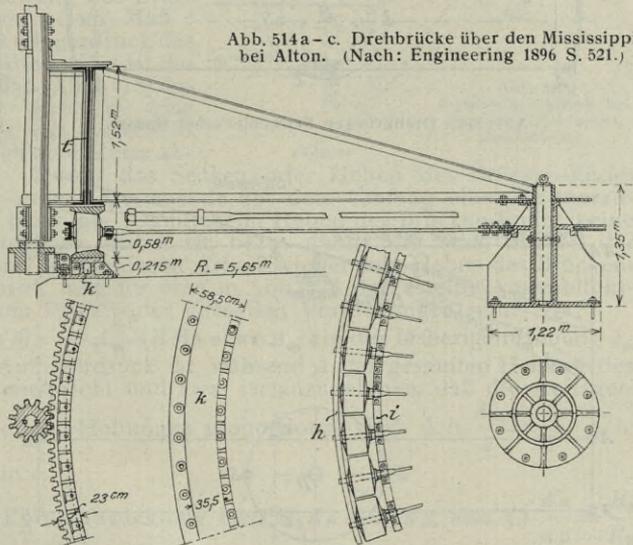


Abb. 514 a—c. Drehbrücke über den Mississippi bei Alton. (Nach: Engineering 1896 S. 521.)



¹⁾ Vergl. Engineering 1896, S. 521.

2. Drehbrücken mit Lastverteilung auf Drehzapfen und Rollen. (Schwedler'sche Bauart.)

Da durch Gegengewicht sowohl bei gleicharmiger als auch ungleicharmiger Gestaltung der Lastangriffspunkt der auszdrehenden Brücke so gelegt wird, daß das Laufrad L (Abb. 516 a bis c) nur eine dem Eisenbahnrad entsprechende Belastung von etwa 5^t erhält, so wird der übrige Teil der Last durch den Drehzapfen selbst übertragen. Im geschlossenen Zustand (Abb. a) ruht die Brückenlast auf den Lagern $A B C$ unter jedem Hauptträger. Der Drehzapfen D und das Laufrad L sind vollständig entlastet. Soll die Brücke geöffnet werden (Abb. b), so müssen die Lager A allmählich gesenkt werden. Zunächst werden sich infolgedessen die gegenüberliegenden Brückenden von den Lagern B abheben, während eine Kippung um C so lange erfolgt, bis sich der Drehzapfen D auf seine Lager setzt und bei weiterer Senkung die Kippung um D weiter erfolgt, bis auch die Mittellager C frei werden und das Laufrad L sich auf die Laufschiene aufsetzt.

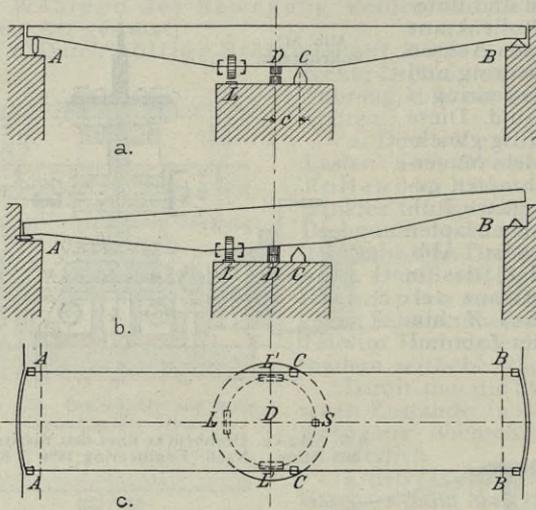


Abb. 516. Drehbrücken Schwedler'scher Bauart.

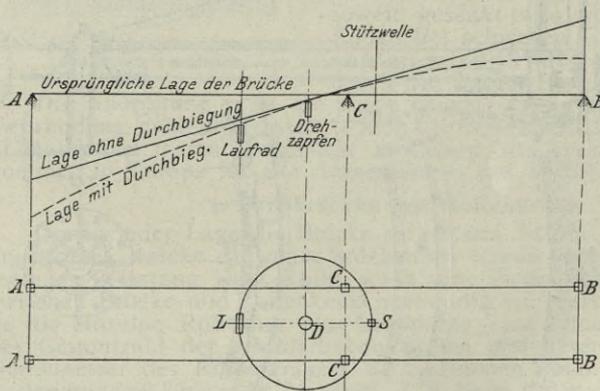


Abb. 517. Lageänderungen der Brücke während der Kippbewegung.

Die seitlichen Räder L' (Abb. c) schweben etwas über der Laufschiene und übertragen etwaige Seitenkräfte. Eine mit der Brückenkippung aus einer Lücke in der Laufschiene emporgehobene Stützrolle S schwebt zugleich über der Laufschiene, um gegen Ueberkippen nach der entgegengesetzten Seite Widerstand zu bieten.

Diese von Schwedler angegebene Bauart ist bei einer großen Reihe preußischer Eisenbahnbrücken, z. B. Königsberg, Stettin, Hämerten, Spandau, Dömitz, Harburg, Düsseldorf, Hohnstorf usw. für Durchschnitssweiten

von 12—14 m in den fünfziger bis achtziger Jahren des vorigen Jahrhunderts ausgeführt und später noch bei der Drehbrücke über den Papenburger Kanal. Der darin liegende Grundgedanke ist auch bei neueren größeren Brücken, wie z. B. der Drehbrücke in Neuhoft, Kaiser Wilhelm-Doppel-Drehbrücke in Wilhelmshaven zu neuer Ausbildung gelangt. Diese Bauart hat vor allem deshalb so große Ausbreitung gefunden, weil die Bewegungsteile Drehzapfen und Laufräder im geschlossenen Zustande völlig entlastet sind und der Kraftbedarf zum Drehen wesentlich geringer ist als beim Rollenkranz, da ja fast die ganze Brückenlast auf dem Drehzapfen ruht, wofür also nur die Spurzapfenreibung in Betracht kommt. Die Schwierigkeit, welche in dem Senken und Heben des Auflagers *A* liegt, ist von Schwedler durch eine sinnreiche Anordnung dadurch beseitigt, daß die Arbeit beim Heben des Brücken-Endes durch ein Gegengewicht erleichtert wird. In Abb. 517 sind die infolge der Kippbewegung entstehenden Lagenänderungen unter Berücksichtigung der Durchbiegungen bei völliger Senkung der Lager *A* dargestellt. Die Berechnung der erforderlichen Senkung muß natürlich der Konstruktion vorausgehen. In Müller-Breslau: Graph. Statik II, ist in erschöpfender Weise eine solche Berechnung durchgeführt. Hier wird auf die nachfolgende Berechnung der Papenburger Drehbrücke hingewiesen für Blechträger. Für die Brücke bei Neuhoft mit Fachwerkträgern ist das Nähere vom Verf. in Z. V. D. I. 1900 S. 1460 angegeben.

Das bei der Schwedler'schen Ausgleichung am Ende eines Hebelsitzende Gegengewicht *Q* soll in jeder Höhenstellung des Brückenendes dem mit dem Maß δ sich ändernden Auflagerdruck das Gleichgewicht halten. Das ist dadurch erreicht, daß (Abb. 518) das Gegengewicht *Q* sich um eine Welle dreht, die ein Kettenrad trägt, auf dem sich eine Kette ab- bzw. aufwickelt. Durch das Senken oder Heben des Brücken-Endes wickelt sich das andere Kettenende auf dem Umfang eines Kettenrad-Ausschnittes auf bzw. ab. Damit beim Heben des Brücken-Endes keine mechanische Arbeit zu leisten ist, bzw. damit die beim Senken der Brücke gewonnene mechanische Arbeit wieder zum Heben des Brücken-Endes benutzt wird, muß für eine in Abb. 518 dargestellte Augenblicksstellung nach dem Prinzip der virtuellen Verrückungen sein:

1.) $Q \cdot d(R_1 \cos \beta) = -A_m d(R \sin \alpha)$ wo A_m ein der bisherigen Hebung δ_m entsprechender Auflagerdruck ist, während A der gesamten Hebung des Brückenendes δ entspricht und zwar ist anzunehmen, daß die Auflagerdrucke den bisherigen Hebungen proportional sind, d. h. $\frac{A_m}{A} = \frac{\delta_m}{\delta}$, d. h.

$$2.) A_m = \frac{A}{\delta} \cdot R \sin \alpha.$$

Wegen der Kettenabwicklung muß $R_2 d\alpha = R_3 d\beta$, also 3.) $\frac{d\alpha}{d\beta} = \frac{R_3}{R_2}$ sein, sodaß sich durch Integration von 1. ergibt $Q R_1 \sin \beta d\beta = A_m R \cos \alpha d\alpha$ und unter Benutzung von 2. und 3.: 4.) $Q = \frac{A R^2}{\delta R_1} \frac{\sin \alpha \cos \alpha}{\sin \beta} \cdot \frac{R_3}{R_2}$. Für $\frac{\sin \alpha \cos \alpha}{\sin \beta} = \frac{1}{2} \frac{\sin 2\alpha}{\sin \beta} = \frac{1}{2}$, d. h. wenn $\beta = 2\alpha$ ist oder $R_3 = \frac{1}{2} R_2$, ist

5.) $Q = \frac{A R^2}{4 R_1 \delta}$. Damit das Gegengewicht nicht überschlagen kann, ist in

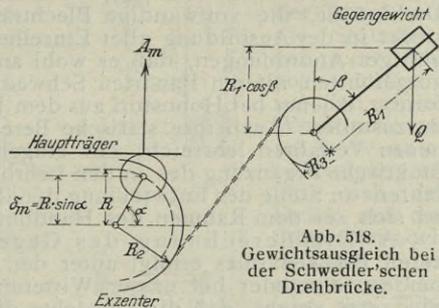


Abb. 518.
Gewichtsausgleich bei der Schwedler'schen Drehbrücke.

der Anfangsgröße β ein gewisser Wert zu geben. Für $\alpha_{\max} = 70^\circ$ würde dann $\beta = 140^\circ +$ dem Anfangswerte sein.

Die Hebevorrückung muß durch Handkurbel bewegt werden. Es sind unter der angeführten Voraussetzung nur Reibungswiderstände beim Heben und Senken der Brückenenden zu überwinden, die noch dadurch verringert werden, daß die Brückenenden nicht unmittelbar auf dem Kettenradausschnitt ruhen, sondern auf Rollen. Es läßt sich für verschiedene Winkel β das Reibungsmoment bestimmen, welches an der Welle, an der das Gegengewicht angreift, zu überwinden ist. Kurz vor Schlußstellung tritt der Größtwert hierfür auf. Mit einem Doppel-Vorgelege läßt sich der Handantrieb erreichen.

Einige Beispiele mögen die Schwedler'sche Bauweise näher erläutern.

a. Zweigleisige Drehbrücke über den Papenburger Kanal.

Die im Jahre 1904 für die kgl. Eisenbahndirektion zu Münster von der „Gute Hoffnungshütte“ erbaute Zweigleisige Drehbrücke über den Papenburger Kanal ist eine ungleicharmige Drehbrücke von 15,6^m Durchfahrtsweite nach Schwedler'scher Bauart. Die allgemeine Anordnung ist in den Abb. 519—522 S. 399 dargestellt. Sie ist bei 20,188^m Vorderarm- und 7,437^m Hinterarm-Länge zwar nur eine kleine Drehbrücke, die vollwandige Blechträger als Hauptträger hat, jedoch steckt in der Ausbildung aller Einzelheiten eine so große Menge muster-gültiger Anordnungen, daß es wohl angezeigt erscheint, statt der sonst vorgeführten, älteren Bauarten Schwedler'scher Drehbrücken in ihre Urforn, z. B. jener bei Hohnstorf aus dem Jahre 1880, diese neuere eingehend darzustellen. Auch ihre statische Berechnung ist unter Anwendung der neuen Verfahren lehrreich; ein eingehender Hinweis darauf wird eine praktische Ergänzung des in den Lehrbüchern der Statik gegebenen Verfahrens an Stelle der Entwicklung der allgemeinen Theorie sein, da diese an sich aus dem Rahmen des Handbuchs heraustreten würde.

A. Die Berechnung des Gegengewichtes am Ende des kürzeren Brückenarmes erfolgt unter der Maßgabe, daß die Belastung der beiden Stützräder bei nasser Witterung je 5 t, zusammen 10 t erreicht. Sie setzt voraus, daß die Gewichte der Eisenkonstruktion und maschinellen Ausrüstung, soweit sie am Ueberbau hängen, genau berechnet sind. Das geht ohne vorläufige, überschlägliche Berechnung nicht ab, die nach Feststellung aller im Laufe der Vorarbeiten gemachten Aenderungen durch eine endgültige ersetzt wird. Es müssen nämlich die Gewichte für die einzelnen Knotenpunkte ermittelt werden, während die Lasten aus den Hauptträgern und Windverbänden als gleichmäßig verteilt anzusehen sind. Als spezifisches Gewicht des Holzes gilt

	naß	trocken
für die eichenen Schwellen . . .	$\gamma = 1,0$	$\gamma = 0,8$
für den kiefernen Bohlenbelag . . .	$\gamma = 0,7$	$\gamma = 0,55$

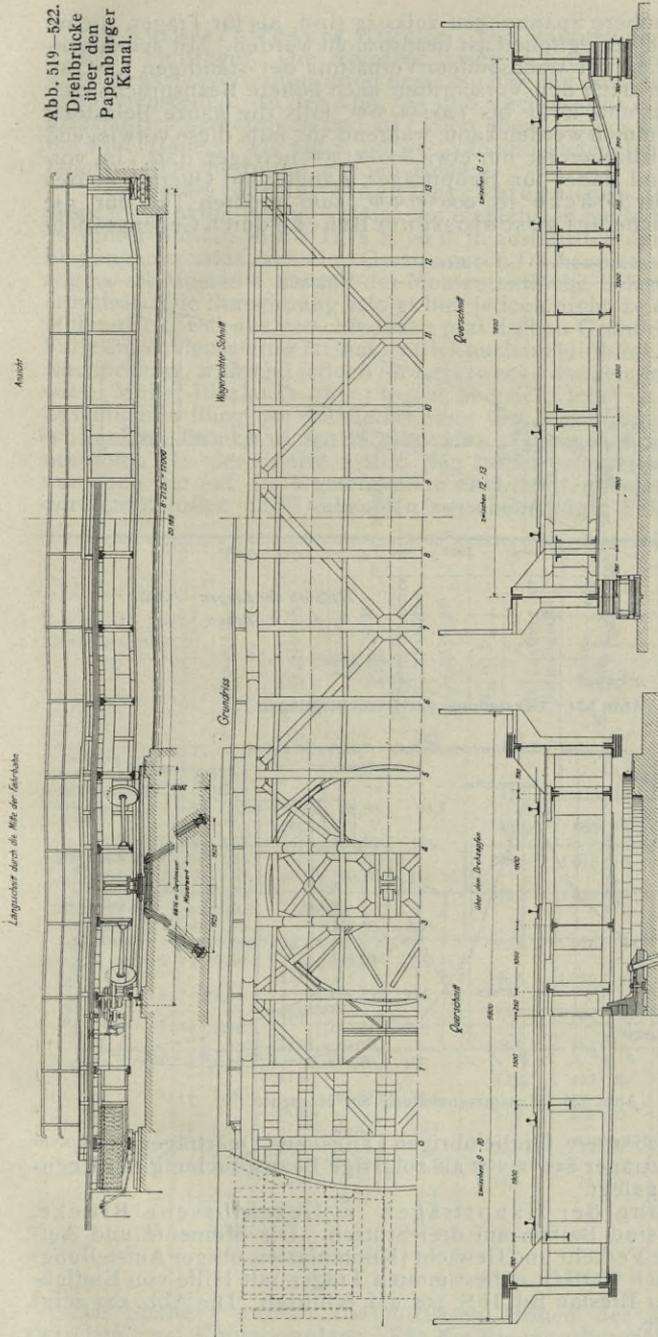
Schienen, Unterlagsplatten sind mit 100 kg/m Gleis in Rechnung gesetzt. Die für die Berechnung in Frage kommenden Lasten, Querkräfte und Momente ergeben sich wie folgt für zwei Hauptträger:

Knotenpunkt . . .	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13
Knotenlast in t	11,94	7,67	9,52	11,89	11,75	7,68	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56	6,56	6,97	6,71
Querkraft . . .	11,94	19,61	29,13	41,08	60,72	53,04	46,48	39,92	33,36	26,80	20,24	13,68	6,71	
Moment $\frac{M}{\lambda}$ mt . . .		11,94	31,55	60,69	72,47	300,95	240,23	187,19	140,71	100,79	67,43	40,63	20,39	6,71

Das Moment am Drehzapfen ist darnach:

$$\frac{M}{\lambda} = \left(300,95 + \frac{72,47}{2} \right) - \left(60,69 + \frac{41,08}{2} \right) = 255,995 \text{ t.}$$

Dann ist $G \cdot \frac{7,437}{\lambda} = 255,995 + \frac{10 \cdot 2,6}{\lambda}$ und für $\lambda = 2,125^m$ $g = 76,64 \text{ t.}$



Bei feuchter Witterung ist das Eigengewicht der Brücke $113,49 \text{ t}$, mit Gegengewicht also $190,13 \text{ t}$, wovon 10 t auf die Stützräder und $180,13 \text{ t}$ auf den Drehzapfen übertragen werden.

Bei trockener Witterung vermindert sich das Kippmoment und da das Gegengewicht unveränderlich ist, erhöht sich der Druck auf die Stützräder auf $10,42 \text{ t}$, was noch zulässig ist. Bei einem Winddruck von 100 kg/qm unter 10° Neigung ergibt sich der Druck auf die Stützräder noch zu $1,16 \text{ t}$, sodaß also keine Gefahr des Kippens um den Drehzapfen beim Drehen entsteht.

B. Die zulässigen Beanspruchungen sind den Vorschriften (s. S. 83) entsprechend angenommen, jedoch mit der für bewegliche Brücken zulässigen Auslegung, daß für diejenigen Träger, welche nur oder doch zum größten Teil durch Eigengewicht bzw. ruhende Last in Anspruch

genommen sind, höhere Spannungen zulässig sind, als für Träger, die im Wesentlichen durch bewegliche Last beansprucht werden. Mit zunehmenden Stützweiten, d. h. mit wachsendem Verhältnis der ständigen Last zur Verkehrslast dürfen nach den Vorschriften auch höhere Beanspruchungen zugelassen werden, und zwar bis 1200 kg/qcm , falls die ganze Belastung als ständig angenommen werden kann, während sie, falls diese vorwiegend als Verkehrslast anzusehen ist, nur etwa 800 kg/qcm betragen darf. Im vorliegenden Falle sind daher für Hauptträger, Längs- und Querträger bei ausgeschwenkter Brücke rd. 900 kg/qcm , zum größten Teil für die Endquerträger, welche bei geschlossener Brücke durch Gegengewicht

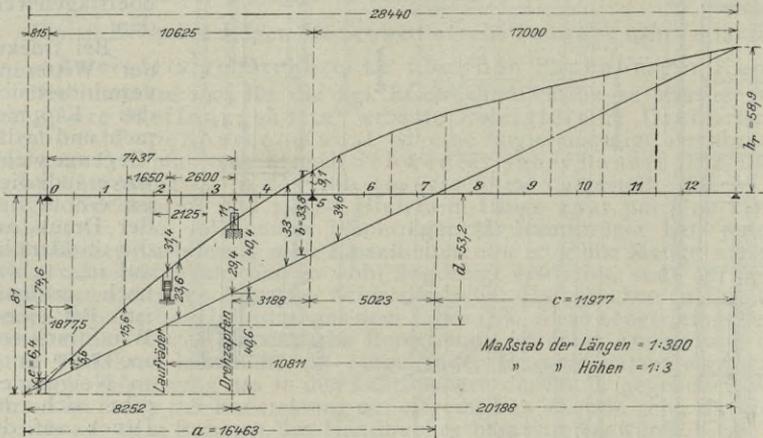


Abb. 524. Darstellung der Durchbiegungen.

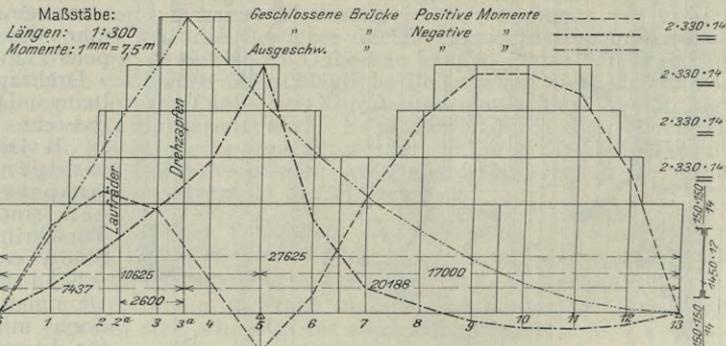


Abb. 523. Zusammenstellung der Momente.

belastet werden, 820 kg/qcm , für die übrigen Längs- und Querträger 750 kg/qcm und für die Hauptträger 850 kg/qcm als zulässige Beanspruchung der Rechnung zu Grunde gelegt.

C. Berechnung der Hauptträger. a. Geschlossene Brücke. Die Hauptträger sind Balken auf drei Stützen. Die Momente und Auflagerkräfte infolge Verkehr und Gewicht (Knotenlasten obiger Aufstellung) sind für den einfach statisch unbestimmten Träger mit Hilfe von Einflußlinien nach Müller-Breslau Bd. II S. 359 u. f. ermittelt. Die Abb. 523 zeigt die Größtmomente.

b. Ausgeschwenkte Brücke. Die Hauptträger bilden für diesen Zustand Freitragler. Die Momente lassen sich nach der oben gegebenen Eigengewichtsverteilung unter Berücksichtigung des Gegengewichtes leicht zusammenstellen. In der Abb. 523 sind auch hierfür sämtliche Ergebnisse maßstäblich aufgetragen und zu Linien übersichtlich verbunden, wodurch bei Blechträgern, wie auf S. 138 des Näheren angegeben, die Kopplattenlängen leicht bestimmt werden können.

D. Die Berechnung der Durchbiegungen (Biegungslinie) der ausgeschwenkten Brücke erfolgt am einfachsten nach dem Verfahren, wie es Müller-Breslau in Bd. II, 2 S. 20 u. ff. ausführlich darstellt. Die Durchbiegungen werden, auf eine Gerade durch Drehzapfen und Stützrollen bezogen, als Momente des mit der Momentenfläche belasteten Hauptträgers ermittelt. Die Berechnung erfolgt hier jedoch nicht zeichnerisch, sondern rechnerisch, was aus verschiedenen praktischen Gründen im vorliegenden Falle empfehlenswerter ist, namentlich auch im Hinblick auf die erleichterte Nachprüfung, während jedoch für Lehrzwecke das zeichnerische Verfahren, wie es Müller-Breslau (s. oben) angibt, übersichtlicher ist. In nachstehender Zusammenstellung ist die Berechnung der Biegemomente der ausgeschwenkten Brücke in Spalte 3 aus den vorhergehenden durch Addition bestimmt. In der Spalte 1 sind den früher erläuterten Eigengewichten nur noch die auf die Knotenpunkte entfallenden Anteile an Gegendruck durch Stützrollen und Drehzapfen zwischengefügt. Feldweite $\lambda = 2,125$ m.

Knotenpunkt	1	2	3	4	5	6	7	8	9	
	Knotenlast t	Querkraft t	Moment $M = M_1$ $2,125 M_1$	Moment für einen Hauptträger $\frac{1}{2} \cdot 2,125 M_1$ $M_n + \frac{M_n + 1}{2}$	als Lasten der Biegungslinie mt	$\frac{w}{2} = \frac{M_n + M_{n+1}}{2} \cdot \frac{\lambda}{EJ}$	10^6 fache Querkräfte	10^6 fache Biegun- gen in m	Biegungen in mm	
Gegengewicht	0	+ 11,94 + 76,64	—	—	47,1	$475 \cdot 10^{-6}$	- 5 216	2 608	5,6	
	1	+ 7,67	88,58 96,25	88,58	94,1	$145,1$	$475 \cdot 10^{-6}$	- 4 741	7 349	15,6
Stützrollen-	2	+ 9,52		184,83	196	248,5	$1 015 \cdot 10^{-6}$	- 3 752	11 101	23,6
Gegen-	3	+ 11,89	98,53	283,36	301	310,5	$1 049 \cdot 10^{-6}$	- 2 737	13 838	29,4
Drehzapfen-	4	+ 11,75	17,59	300,95	320	287,5	$970 \cdot 10^{-6}$	- 1 688	15 526	33,0
Gegen-	5	+ 7,68	-60,72	240,23	255	226,5	$1 032 \cdot 10^{-6}$	- 718	16 244	34,6
Drehzapfen-	6	+ 6,56	-53,04	187,19	198	173,5	$1 020 \cdot 10^{-6}$	+ 314	15 930	33,9
Gegen-	7	+ 6,56	-46,48	140,71	149	128,0	$753 \cdot 10^{-6}$	+ 1 334	14 591	31,0
Drehzapfen-	8	+ 6,56	-39,92	100,79	107	89,3	$407 \cdot 10^{-6}$	+ 2 087	12 504	26,6
Gegen-	9	+ 6,56	-33,36	67,43	71,5	57,3	$235 \cdot 10^{-6}$	+ 2 494	10 010	21,3
Drehzapfen-	10	+ 6,56	-26,80	40,63	43,1	32,4	$133 \cdot 10^{-6}$	+ 2 729	7 281	15,5
Gegen-	11	+ 6,56	-20,24	20,39	21,7	14,4	$74 \cdot 10^{-6}$	+ 2 862	4 419	9,4
Drehzapfen-	12	+ 6,97	-13,68	6,71	7,1	3,6	$29 \cdot 10^{-6}$	+ 2 936	1 483	3,2
Gegen-	13	+ 6,71	- 6,71	—	—	—	$8 181 \cdot 10^{-6}$	+ 2 965	—	—

Die Spalte 5 enthält die mittleren Höhen der Momentenflächen zwischen zwei Knotenpunkten. Für die Biegungsberechnung erhält man

die Knotenlasten für die Punkte zwischen den Knotenpunkten aus diesen Werten durch Multiplikation mit $\frac{\lambda}{EJ}$, worin

$J = 1\,055\,000 \text{ cm}^4$	für die Knotenpunkte	0, 1, 13
$= 1\,550\,000$	" " "	7, 12
$= 2\,065\,000$	" " "	2, 6, 8
$= 2\,595\,000$	" " "	5, 9, 10, 11
$= 3\,150\,000$	" " "	3, 4

Dieses ergibt die bekannten w -Kräfte als Lasten, aus denen zunächst zur Vervollständigung der in Spalte 7 aufgeführten Querkräfte die Stützendrücke des einfachen Balkens 0—13 in bekannter Weise zu berechnen sind; nämlich

$$A_0 = \frac{10^{-6}}{13} \left(29 \cdot \frac{1}{2} + 74 \cdot \frac{3}{2} + 133 \cdot \frac{5}{2} + 235 \cdot \frac{7}{2} + 407 \cdot \frac{9}{2} + 753 \cdot \frac{11}{2} + 1020 \cdot \frac{13}{2} + 1032 \cdot \frac{15}{2} + 970 \cdot \frac{17}{2} + 1049 \cdot \frac{19}{2} + 1015 \cdot \frac{21}{2} + 989 \cdot \frac{23}{2} + 475 \cdot \frac{25}{2} \right).$$

$A_0 = 5216 \cdot 10^{-6}$ infolgedessen $A_{13} = (8181 - 5216) \cdot 10^{-6} = 2965 \cdot 10^{-6}$. Durch Addition erhält man in der bekannten Weise aus der Spalte 7 die

Momente, welchen die $\frac{10^6}{\lambda}$ -fachen Biegungen in Metern darstellen und daraus in Spalte 9 die wirklichen Biegungswerte in Millimetern durch Multiplikation mit $\frac{2,125}{10^6} \cdot 1000 = \frac{2,125}{1000}$. Die nach Fertigstellung der

Drehbrücke bei feuchter Witterung vorgenommenen Messungen haben mit den vorstehenden Berechnungen und den nachstehend dargestellten weiteren Folgerungen genau übereingestimmt.

Die Hubvorrichtung ist nun, wie später erörtert, so angeordnet, daß nach 81 mm Senkung der Exzenter die Brücke auf Drehzapfen und Laufäder aufruft. Da der Drehzapfen bei geschlossener Brücke 3 mm Spiel hat und die Hauptlängs- und Querträger nach besonderer hier nicht zu erörternder Berechnung rd. 8 mm Durchbiegung aufweisen, so liegt die Mitte des Feldes 3—4 um rd. 3 + 8 = 11 mm unterhalb der Wagrechten 0—5—13. Nach obiger Berechnung ist die Biegung am Drehzapfen 29,4 mm, also die Biegung und Kippung 11 + 29,4 = 40,4 mm. Das Maß e (Abb. 524)

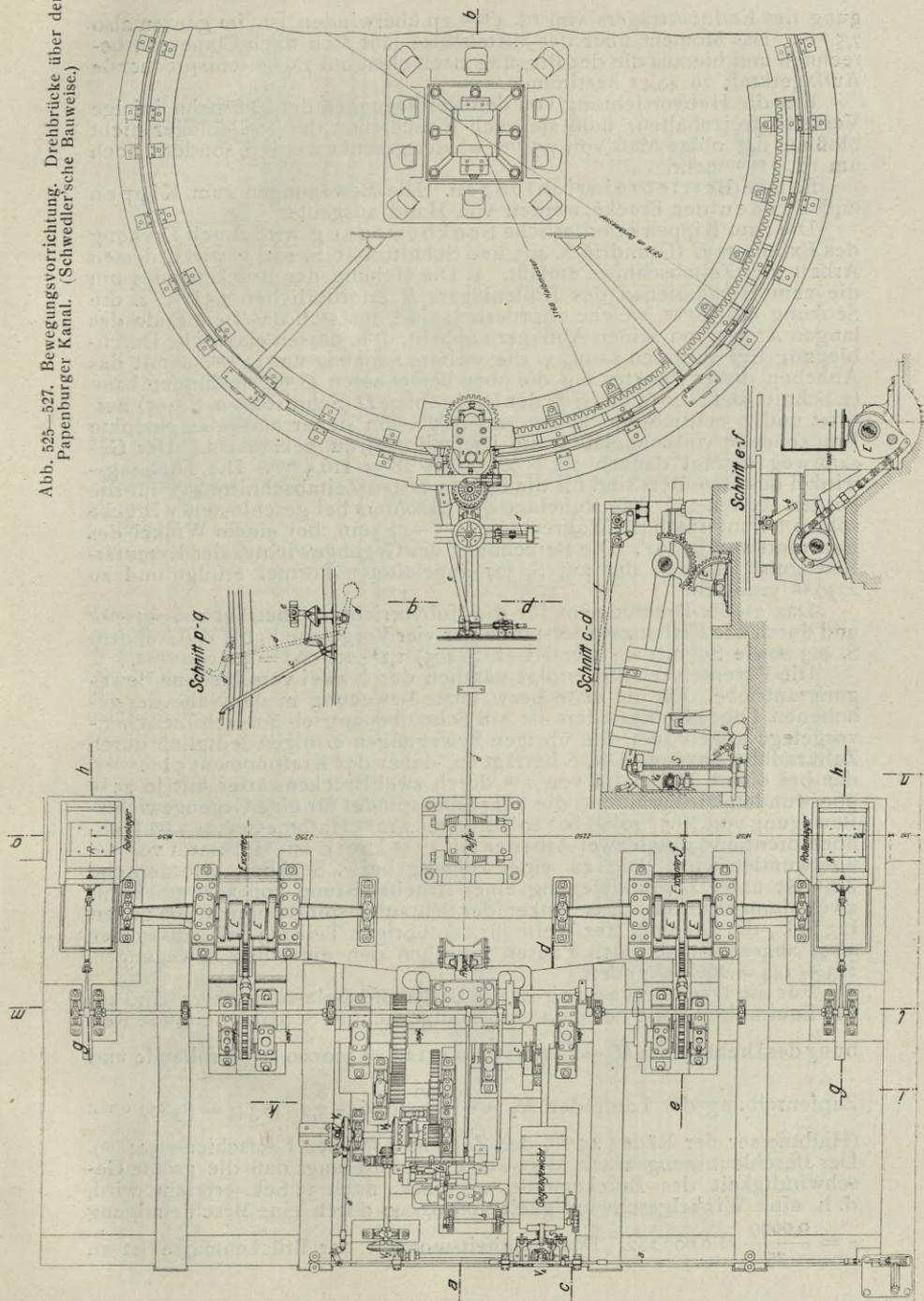
berechnet sich zu $e = 5,6 \cdot \frac{0,815}{1,8775} + 40,6 \cdot \frac{0,815}{8,252} = 2,4 + 4 = 6,4 \text{ mm}$. Die Schlußlinie der Biegungslinie schneidet also die ursprüngliche Wagrechte 0—5—13 (s. Abb. 524 S. 400) im Abstände $a = 8252 \cdot \frac{81}{40,6} = 16463 \text{ mm}$ und $c = 28440 - 16463 = 11977 \text{ mm}$.

Das Ende des langen Armes (Knotenpunkt 13) hebt sich also um $h_v = 40,6 \cdot \frac{11977}{8252} = 58,9 \text{ mm}$ und Knotenpunkt 5 um das Bieungsmaß $\frac{33 + 34,6}{2} - 40,6 \cdot \frac{5,023}{8,252} = 33,8 - 24,7 = 9,1 \text{ mm}$ von den Auflagern ab. Die Laufäder liegen bei geschlossener Brücke um das Maß

$40,6 \cdot \frac{10,811}{8,252} - \left[15,6 + (23,6 - 15,6) \cdot \frac{1650}{2125} \right] = 53,2 - (15,6 + 6,2) = 31,4 \text{ mm}$ über den Laufschiene ohne Rücksicht auf die Durchbiegung der Träger der Laufäder.

Die größte Belastung des Exzenters erfolgt, wenn zum Zweck des Herausziehens der Walzenlager in o das Brückenende um rd. 3,5 mm als Spielraum gehoben werden muß, und außerdem noch die Durchbie-

Abb. 525-527. Bewegungsvorrichtung. Drehbrücke über den Pappenburger Kanal. (Schwedler'sche Bauweise.)



gung des Endquerträgers von rd. 4 mm zu überwinden ist, im ganzen also 7,5 mm. Das Moment über der Mittelstütze läßt sich nach Clapeyron berechnen und hieraus die der Biegung nach oben um 7,5 mm entsprechende Auflagerkraft zu 49,4 t bestimmen.

Um die Hubvorrichtung von den Verbiegungen der Fahrbahn infolge Verkehrs freizuhalten, muß sie nach Einschleiben der Rollenlager nicht bloß um das obige Maß von 7,5 mm wieder gesenkt werden, sondern noch um rd. 7 mm mehr.

E. Die Betriebseinrichtungen. Die Bewegungen zum Kippen und Drehen der Brücke werden von Hand ausgeübt.

Die zum Kippen erforderliche Senkbewegung wird durch Drehung des Exzenters *E* (Grundriß S. 403 und Schnitt n—o S. 405) bewirkt, dessen Arbeit vier Zeitabschnitte umfaßt. 1. Die Hebung des Brückenendes um die zum Herausziehen des Rollenlagers *R* erforderlichen 7,5 mm, 2. die Senkung um 68 mm, welche erforderlich sind, bis sich das freie Ende des langen Armes von seinen Auflagern abhebt, d. h. dessen elastische Durchbiegung frei auftreten kann, 3. die weitere Senkung um 13 mm, damit das Abheben dieses Punktes um die oben berechneten 48 mm stattfinden kann (s. Schnitt e—f S. 403), bis sich der Drehzapfen *D* (Schnitt a—b S. 405) aufsetzt und 4. endlich ein Senken um 28 mm, um sicher auch das gesenkte Brückenende vollkommen für die Drehung frei zu bekommen. Der Gesamtweg beträgt danach $7,5 + 68 + 13 + 28 = 116,5$ mm. Die Drehungswinkel des Exzenters sind für die beiden ersten Zeitabschnitte 46°, für die beiden letzten 23°. Die Ruhelage des Exzenters bei geschlossener Brücke soll 10 mm unterhalb der Wagrechten o—5—13 sein, bei einem Winkel des Exzenters von 33° 30'. Die Berechnung des Gegengewichtes der Exzenterbewegung ist nach der auf S. 397 abgeleiteten Formel erfolgt und zu 2250 kg ermittelt.

Das größte Drehmoment für die Hubvorrichtung beträgt 209 000 cmkg und durch die Reibungswiderstände der vier Vorgelege V_1 bis V_4 (Grundriß S. 403 sowie Schnitt a—b und i—k S. 405) $1,1^4 \cdot 209 000 = 306 000$ cmkg.

Die Exzenterdrehung erfolgt nämlich durch zwei verschiedene Bewegungsantriebe. Für die erste bzw. letzte Bewegung in der Nähe der gehobenen Lage des Exzenters ist ein Schraubenantrieb *S* durch Zwischenvorgelege angeordnet, die übrigen Bewegungen erfolgen lediglich durch Zahnradübersetzung. Diese beträgt 60, daher das Kraftmoment 5 100 cmkg, das bei einem Hebelarm von 1 m durch zwei Brückenwärter mit je 25 kg überwunden wird, während die Schraubenspindel für eine Gegengewichtsbewegung von (105° 20' — 80° 20', d. h. bei 2,12 m Halbmesser) 91,7 cm Hubhöhe dient und durch zwei Arbeiter mit 17 kg Druck am Hebelarm von 1 m überwunden wird. Die zu einer Hebung bzw. Senkung erforderliche Zeit ist unter Zugrundelegung einer Arbeitsleistung von 50 kgm/Sek. für zwei Mann ermittelt. Das Senken der Schraubenspindel um 91,3 cm dauert 123 Sek., die Drehung der Welle für den übrigen Teil 143 Sek., zusammen also, abgesehen von den Pausen zwischen den einzelnen Bewegungen, 123 + 143 = 266 Sekunden.

Für die Drehbewegung ist die Drehzapfenbelastung 180,13 t und 10 t die Laufradbelastung bei 190,13 t Gesamtgewicht (s. S. 399). Gleitende Reibung des Drehzapfens $M_1 = \frac{2}{3} 180 130 \cdot 0,2 \cdot 12,5 = 300 000$ cmkg; rollende und

Zapfenreibung der Laufräder $M_2 = \frac{10 000}{45} (0,06 + 0,2 \cdot 4) 344 = 65 800$ cmkg

(Halbmesser der Räder 45 cm, des Zapfens 4 cm, der Laufschiene 344 cm). Der Beschleunigungsdruck folgt aus der Anordnung, daß die größte Geschwindigkeit des Brückenendes 0,2 m/Sek. nach 35 Sek. erreicht wird, d. h. eine Winkelgeschwindigkeit von 0,0099 durch eine Beschleunigung

$\epsilon = \frac{0,0099}{35} = 0,000 282$. Das Trägheitsmoment der Brückenmasse ist zu

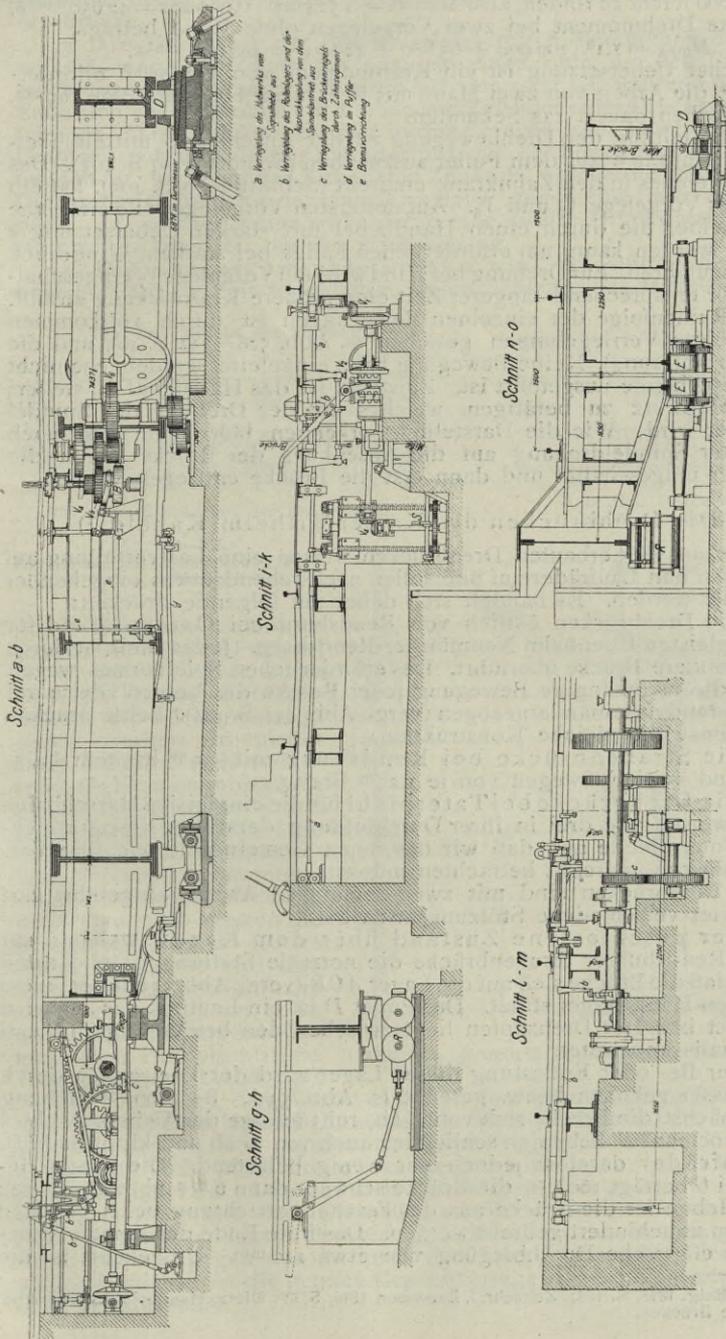


Abb 528—532. Verriegelungs-Vorrichtungen der Drehbrücke über den Papenburger Kanal (Schwedlersche Bauweise).

$J = 1\,514\,000$ leicht zu finden, also $M = J\varepsilon = 1\,514\,000 \cdot 0,000\,282 = 42\,650$ cmkg. Das größte Drehmoment bei zwei Vorgelegen ohne Wind beträgt:

$$M_{\max} = 1,1^2 (300\,000 + 65\,800 + 42\,650) = 494\,000 \text{ cmkg.}$$

Bei 60facher Uebersetzung ist ein Kraftmoment von 8233 cmkg erforderlich bezw. die Arbeit von zwei Mann mit je 25^{kg} am Hebelarm von 165 cm. Das Ausdrehen dauert 174 Sekunden.

Vor Einleitung der Drehbewegung ist der Anschlag D mittels Tret-Hebelvorrichtung d aus dem Puffer auszuheben (Schnitt p—q S. 403). Das Ritzel r , welches in den Zahnkranz eingreift (Schnitt a—b S. 405), hat ein zweifaches Vorgelege V_5 und V_6 . Auf der ersten Vorgelegewelle sitzt eine Bremscheibe, die durch einen Handhebel mit starker Uebersetzung e gebremst werden kann, um erforderlichen Falles bei starkem Winddruck sicher einzufahren. Für Drehung bei Wind wird ein Vorgelege V_7 eingeschaltet, das in entsprechend längerer Zeit eine größere Kraftwirkung ausübt.

Die Reihenfolge der einzelnen Bewegungen ist durch vollkommen durchgeführte Verriegelungen gesichert (s. Abb. 528—532 S. 405 und die Zeichenerläuterung). Keine Bewegung kann eingeleitet werden, ehe nicht die vorhergehende ausgeführt ist. Zunächst ist das Haltsignal zu stellen, um das Hubwerk zu betätigen, welches mit der Drehung der Spindel eingeleitet wird. Wie die Darstellung erkennen läßt, kann erst nach vollendeter Spindeldrehung auf die Absenkung der Brücke durch die Zahnräder umgeschaltet und dann erst die Brücke entriegelt werden.

β. Die Drehbrücken des Kaiser Wilhelm-Kanals.¹⁾

Diese um 1895 erbauten Drehbrücken weisen eine Lastverteilung auf Drehzapfen und Laufräder auf und sollen nachstehend etwas eingehender dargestellt werden. Es handelt sich dabei um folgende Brücken:

1. Die Drehbrücken östlich von Rendsburg bei Osterrönfeld für die zweigleisige Eisenbahn Neumünster-Rendsburg. Jedes Gleis ist durch eine besondere Brücke überführt. Des erforderlichen Spielraumes wegen sind für die unabhängige Bewegung jeder Brücke die beiden Gleise auf 140 m Abstand auseinandergezogen (vergl. Abb. 434, S. 364). Beide Brücken zeigen genau die gleiche Konstruktion.

2. Die Straßenbrücke bei Rendsburg mit $5,5$ m breitem Fahr-damm und zwei Fußwegen von je $1,25$ m Breite.

3. Die Drehbrücke bei Taterpfahl für die eingleisige Marschbahn. Sie weisen alle drei in ihrer Durchbildung derart für sie kennzeichnende Unterschiede auf, daß wir das ihnen Gemeinsame, wie ihre Verschiedenheiten, getrennt betrachten müssen.

Die Drehbrücken sind mit zwei ungleichen Armen ausgeführt und weisen vier verschiedene Stützungsarten auf:

1. Der geschlossene Zustand über dem Kanal, welcher nur bei der Rendsburger Straßenbrücke die normale Stellung ist und darin besteht, daß die Brücke sich auf die Lager ACB (vergl. Abb. 533) unter jedem der beiden Hauptträger stützt. Der Punkt D ist ein Laufrad, das zunächst unbelastet ist. Der Drehzapfen liegt zwischen den beiden Lagern C und ist ebenfalls unbelastet.

2. Zur Be- oder Entlastung dieser Lager wird der Drehzapfen durch Druckwasser gehoben bezw. gesenkt (s. Abb. 534). Bei 100 mm Hebung hebt zunächst die Brücke sich von A ab, ruht infolge des Uebergewichtes jedoch noch auf B , hebt sich schließlich auch von B ab und kippt nach D , die Laufräder daselbst jedoch nur wenig belastend. Die ganze Hebung bei C beträgt 160 mm, die Brücke schwebt dann 6 mm über B . Durch dieses Heben ist die Brücke aus der Feststellvorrichtung bei A gehoben und kann unbehindert gedreht werden. Das freie Ende des langen Armes hat eine elastische Durchbiegung von etwa 110 mm. Umgekehrt ist die

¹⁾ D. Bztg. 1895, S. 173; Zeitschr. f. Bauwesen 1896, S. 69; Dietz, Handbch. der Ing.-Wiss. Bewegliche Brücken.

Wirkung beim Senken des Drehzapfens nach dem Zurückschwenken der Brücke.

3. Die Drehung der Brücke erfolgt durch Verkürzung des Drahtseiles K_1 (vergl. Abb. 535), das mit dem einen Ende um den Drehpfeiler geschlungen und in seinem Inneren fest verankert ist, während das andere Ende sich um die Rollen am Kolben und Zylinder einer Druckwasserpresse schlingt. Wird das Druckwasser in diese eingelassen, so wickelt sich das Drahtseil auf, und da der Zylinder fest mit der beweglichen Brücke verbunden ist, wirkt auf das Kabel eine Zugkraft, welche die Brücke um den Drehzapfen O dreht, bis der lange Arm bei P' gegen eine Puffervorrichtung stößt. In gleicher Weise wirkt durch eine zweite Druckwasserpresse K_2 ein zweites Drahtseil bei der Rückdrehung.

4. Die ausgeschwenkte Brücke wird bei stürmischem Wetter oder auf längere Zeit festgelagert durch Senkung des Mittelzapfens um

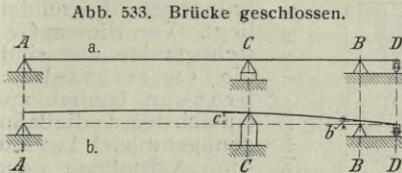


Abb. 534. Brücke vor der Ausdrehung.

Abb. 534–536.
Anordnung der Drehbrücken über
den Kaiser Wilhelm-Kanal.

30 mm. Dann ruht die Brücke jedoch nur auf den Punkten A' , C' und D' . Der kurze Arm ruht nur auf den Laufrollen, die höchstens 16,7 t Druck erhalten. In solcher Lage befinden sich andauernd die Eisenbahnbrücken, welche nur über den Kanal geschwenkt werden, kurz bevor es der Betrieb erfordert. Da aber die dauernde Lage der Eisenbahnbrücken von Osten nach Westen die Bestrahlung eines Gurtes durch die Sonne und eine Verkrümmung der Fahrbahn zur Folge haben kann, so ist noch die Anordnung eines sogenannten Pendelschlittens vorgesehen (vergl. Abb. 536),

welcher bezweckt, den Winkel zwischen dem Gleis auf dem Brückenende und dem auf dem festen Bahnkörper abzustumpfen, sodaß das Maß dieses Knickes den in der preußischen Normalweiche erlaubten Winkel von 33 Minuten nicht überschreitet; es handelt sich ja nur um mäßige Zuggeschwindigkeiten. Der auf den Querträgern frei gelagerte 13 m lange Pendelschlitten mit dem Gleisstück am Ende der Brücke ist um den Punkt O drehbar, legt sich beim Einschwenken der Brücke gegen den festen Punkt a , gegen den er durch die Feder f hinreichend festgedrückt wird. Hierdurch ist die genaue Gegenüberlage der Schienenköpfe selbsttätig gewährleistet.



Abb 536. Pendelschlitten
für den Gleisanschluß.

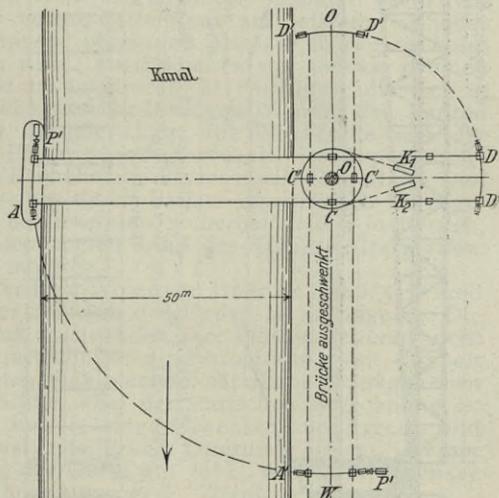


Abb. 535. Grundriß-Anordnung der Drehbrücke.

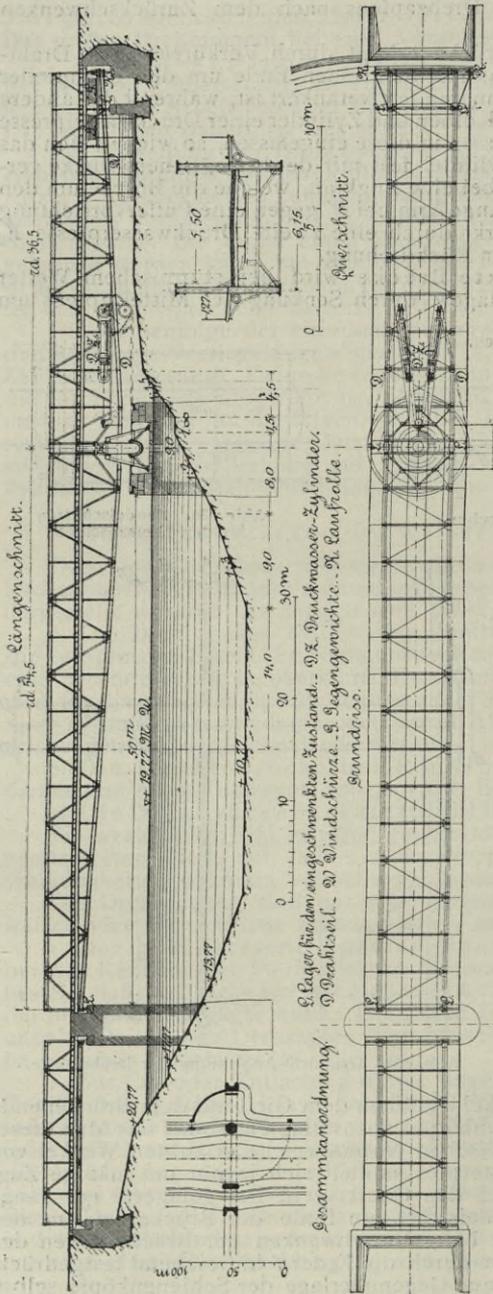


Abb. 537. Straßendrehbrücke über den Kaiser Wilhelm-Kanal in Rendsburg. Aus D. B. Z. 1895, S. 173.

Um die Unterschiede in der baulichen Anordnung zu verfolgen, betrachten wir die Querschnitte der Drehbrücken nacheinander, und zwar nur von dem einen wesentlichen Gesichtspunkte aus, wie die Standsicherheit der von ihren Lagern gehobenen Brücken gegenüber den Windkräften gewahrt ist, da hierin das Eigenartige der ganzen Anordnungen begründet liegt. Von diesem Gesichtspunkte aus sind die Österröndfelder Brücken baulich am einfachsten, da die Bahn genügend hoch lag, um die Aufstellung der Stützpyramide, eines kegelförmigen Unterbaues für den Königstuhl, auf dem Drehpfeiler zwischen den geeigneten Hauptträgern und unter der Fahrbahn zu ermöglichen (S. 300 Abb. 495). Der Winddruck gegen die schwebende Brücke wird durch das Kolbengehäuse direkt auf den Drehpfeiler durch ein Halslager übertragen, das in einem Stahlring liegt, der sich gegen das abgesteifte Kegelgehäuse stützt. In diesem Halslager wird die Hebesäule geführt. Das Kegelgehäuse ist auf gemeinsamer Grundplatte gelagert. Im Uebrigen ist die angehobene Brücke noch durch das Laufrollenpaar gestützt.

Die Höhenlage der in Abb. 537 in der Gesamtanordnung Rendsburger Straßenbrücke war dadurch festgelegt, daß der Obergurt nicht tiefer als 2 m über der Oberfläche der Straße

liegen sollte, um den Querverkehr auf der Straße noch zu ermöglichen. Die Windkräfte auf die schwebende Brücke werden aber trotzdem wie bei Osterrönsfeld durch den etwas kürzeren Drehzapfen ($h = 2,60$ m bei Osterrönsfeld, $h = 2,40$ m bei Rendsburg) übertragen, der mit dem Zylinder in einem Kegelgehäuse steckt, das noch $1,70$ m tief in den Drehpfeiler eingebaut werden konnte. In dem Längsschnitt der Abb. 537 ist das Gehäuse mit dem Kolben deutlich zu erkennen, ebenso die Anordnung der Drehzylinder Z mit den Zugkolben D , die Rollen R , die Gegengewichte und der Windschirm W (s. Abb. 497, S. 390). Die Versteifung der freischwebenden Brücke ist jedoch gegenüber der Osterrönsfelder Brücken dadurch noch erhöht, daß an jedem Hauptträger Laufräder angebracht sind.

Bei der Taterpfahler Brücke lag die zu überführende Eisenbahn jedoch so tief, daß für den Königstuhl nur eine sehr geringe Höhe übrig geblieben war (Abb. 496, S. 390). Die Aufnahme der wagrechten Kräfte im Führungsrinne des Königstuhls bei schwebender Brücke war daher ausgeschlossen. Der Königstuhl hat hier lediglich die Bestimmung, senkrechte Kräfte aufzunehmen und da schief angreifende Kräfte nicht auf ihn wirken, hat er auch keine Kegelgestalt, sondern Zylinderform erhalten mit überstehendem oberen Rande. Die Uebertragung der Horizontalkräfte erfolgt durch einen als steifen Flachrahmen ausgebildeten Drehschemel, der auf Rädern ruht, die auf dem Rande des Drehpfeilers laufen. Auf diesem Rahmen erhebt sich auf der einen Seite der Brücke ein mit diesem zu einem steifen Ganzen verbundener Ständer. Durch eine Art Parallelführung, welche sich zwischen dem steifen senkrechten Mittelrahmen der Brücke über dem Drehzapfen und vorgenanntem Ständer des Drehschemels befindet, wird die äußere Seitenkraft auf letzteren in jeder Höhenlage der Brücke übertragen, ohne daß also die Bewegung beim Heben und Senken gehindert wird. Beim Drehen der Brücke nehmen drei kräftige senkrechte Dorne an der Brücke, Mitnehmer, die sich in Schlitzen am Drehschemel frei senkrecht bewegen können, den ganzen Drehschemel mit, der somit in jeder Lage die Windkräfte von der schwebenden Brücke auf den Pfeiler übertragen kann. Der Drehschemel hat das ganze Kippmoment aufzunehmen. Bis zu einem Winddruck von 78 kg/qm kann das vermöge seines durch Ballast vergrößerten Eigengewichtes geschehen. Darüber hinaus treten Sicherheitshaken in Betrieb, welche über den oben erwähnten oberen Rand des Königstuhles greifen. Eine Drehung ist dann nicht möglich.

Bei dem Brückenkörper der Rendsburger Brücke (Abb. 537) sind die Untergurte vom Drehpfeiler aus nach den Enden zu ansteigend. Die Wände sind als Strebenfachwerk ausgebildet, ihre Pfosten gehören nicht zum Hauptsystem. Die Gurtquerschnitte sind trogförmig mit doppelt und dreifach aufeinandergelegten Stahlblechen, sämtliche Schrägstreben und Pfosten sind steif ausgebildet. Bei der statischen Berechnung ist ein Winddruck von 150 kg/qm für die eingeschwenkte festgelagerte und von 250 kg/qm für die freischwebende Brücke zugrunde gelegt. Ferner ist eine ungleiche Erwärmung der Gurte um 30° C. und eine ungenaue Höhenlage bis zu 1 cm in Rechnung gezogen. Zugelassen ist:

a. für die schwebende Brücke eine Spannung von 700 kg/qm aus dem Eigengewicht allein, von 800 kg/qm aus dem Eigengewicht und dem Winddruck von 150 kg/qm und von 1000 kg/qm aus dem Eigengewicht und dem Winddruck von 250 kg/qm;

b. für die eingeschwenkte Brücke entsprechend 700 kg/qm, 800 kg/qm und 850 kg/qm. Die Größtwerte der Spannkkräfte treten bei der schwebenden Brücke auf.

Die Hauptträger stehen senkrecht, nur bei den Osterrönsfelder Brücken sind sie unter $1:4$ geneigt, wodurch erreicht wird, daß die Fahrbahn wegen der nur $2,4$ m langen Querträger sehr leicht wird, daß die weiter auseinander stehenden Untergurte einen wirksameren Windverband gestatten und schließlich, daß die bereits besprochene, für die Standsicher-

heit der schwebenden Brücke bei Windbelastung so wichtige kegelförmige Gestaltung des Königstuhles ermöglicht worden ist.

Die Trägerlängen sind entsprechend der Bezeichnung in Abb. 533 und 534, S. 407, $AD = AC + CB + BD$

bei Osterröfnfeld $99,15 \text{ m} = 59,40 + 35,82 + 3,93 \text{ m}$,

„ Rendsburg $91,90 \text{ m} = 55,95 + 33,21 + 3,64 \text{ m}$,

„ Taterpfahl $95,94 \text{ m} = 56,62 + 35,00 + 4,32 \text{ m}$,

die Trägerhöhen über den Drehfeilern entsprechend $6,25 \text{ m}$, $7,0 \text{ m}$ und $6,80 \text{ m}$, die Höhen rund $\frac{1}{16}$, $\frac{1}{13}$, $\frac{1}{11}$ der Gesamtlängen. Sämtliche Auflager sind mehrteilige, stellbare Kipp lager. Wegen der häufigen Entlastung sind ihre Unterlager mit den Pfeilern fest durch Verankerung verbunden.

Die Bewegungsvorrichtungen bestehen in Vorrichtungen für die senkrechte Bewegung und für die Drehbewegung. Um diese Bewegungen schnell und sicher zu ermöglichen, ist Wasserdruckbetrieb bei verhältnismäßig schwachen Maschinen unter Zuhilfenahme von Kraftsammlern eingerichtet, die für kurze Zeit große Arbeitsleistung verrichten können. Mittels Hochdruckpumpen ist ein Druck von 50 bis 60 Atm. hergestellt. Der Kraftsammler ist ein belasteter Kolben; gegen ein zu hohes Steigen wirkt ein Sicherheitsventil, gegen ein plötzliches Absinken infolge Rohrbruch wirkt ein selbsttätiges Bremsventil. Ist der Kraftsammler in eine zu tiefe Lage gesunken, so tritt eine mit dem Expansionsschieber der Dampfmaschine verbundene Druckwasserumsteuerung selbsttätig in Tätigkeit und setzt die Hochdruckpumpen wieder in Gang; ebenso werden sie abgestellt, wenn der Kolben zu hoch gestiegen ist. Die Einrichtungen sind so bemessen, daß die ganze zur Umstellung der Brücken erforderliche Bewegung, d. h. das Heben, Drehen und Senken in nur zwei Minuten bewirkt werden kann. Die Bewegungen der 660 t schweren Konstruktion der Rendsburger Brücke können bei 55 Atm. Betriebsdruck gegen 100 kg/qm Winddruck noch langsam ausgeführt werden. In der Regel drehen die Brücken mit einer Umfangsgeschwindigkeit von 2 m in einer Sekunde. Als Notbehelf dienen eine Hilfspumpe mit Petroleummotor, sowie Handbetrieb. Zur Bedienung jeder Brücke ist nur ein Mann erforderlich, der in einem über dem Drehfeiler an der Eisenkonstruktion ausgekragten Steuerhäuschen vor der Steuerung seinen Platz findet, von wo er sowohl den Kanal, wie die Eisenbahn bezw. Straße frei überblicken kann.

Die Druckflüssigkeit wird vom Kraftsammler aus nach einem auf dem Königstuhl feststehenden Rohrring geleitet und aus diesem in ein achsial über dem Hebezyylinder gelegenes doppeltes Stopfbuchsrohr. Dazu ist ein Gelenkrohr mit Rücksicht auf die Kippbewegung der Brücke erforderlich. Dann wird das Druckrohr an der beweglichen Konstruktion weiter zur Steuerung geführt.

Wenn die Brücken auf ihre festen Lager abgesenkt sind, steht auf dem Kolben des Hebezyinders nur der Druck der Rückleitung, der Kolben und Hebesäule zu tragen im Stande ist. Die verbrauchte Flüssigkeit wird nämlich durch eine zweite Leitung in die Speisebehälter der Pumpstation zurückgedrückt.

Die Feststellvorrichtungen sind wie folgt angeordnet: Gegen Ende der Drehbewegung, welche, wie bereits erwähnt, mit 2 m Umfangsgeschwindigkeit vor sich geht, wird der Zufluß des Druckwassers selbsttätig abgesperrt und die lebendige Kraft am langen Arm durch Wasserdruck-Puffer, welche mit der Abflußleitung in Verbindung stehen, auf einem Wege von 1 m und 20 t Widerstand aufgezehrt. Dieser Stoß von 20 t beim Ausschwenken auf die Landfeiler wird durch eine besondere Verstrebung übertragen. Die genaue Endstellung zeigt sich durch ein mittels elektrischen Kontakts hervorgerufenes Klingelzeichen beim Steuermann an. Durch die Absenkung der Brücke auf ihre Lager bei der dem Landverkehr dienenden Stellung senkt sich bei den Eisenbahnbrücken ein starker Stahlkeil am langen Arm der Brücke (vergl. Abb. 537) in die Ausklinkung des festen Brücken-

körpers, sodaß es weiterer Handgriffe zur Feststellung der Brücke nicht bedarf. Die Straßenbrücke liegt nur an den Puffern fest. Nach dem Absenken wird durch Umlegen eines Hebels die Steuerung verriegelt und dadurch werden entsprechende Signale gestellt, welche die Lage der Brücke weithin erkennbar machen.

Die Verfasser und Erbauer dieser Brücken sind seitens der Kaiserlichen Bauverwaltung E. Greve, ferner die Firmen Haniel & Lueg in Düsseldorf, Harkort in Duisburg und Holzmänn & Co. in Frankfurt a. M.

γ. Die Reiherstieg-Drehbrücke bei Hamburg.¹⁾ (Abb. 538 bis 546.)

Die 1899 von der Maschinenbaugesellschaft Augsburg-Nürnberg erbaute Drehbrücke über den Reiherstieg bei Hamburg ist ungleicharmig. Der längere Arm überspannt den ganzen Reiherstieg mit 50,8 m Weite. Der kürzere hat infolge der örtlichen Verhältnisse eine Länge von 24,2 m (s. Abb. 538). Die ganze Brückenlänge beträgt 75 m. Sie ist für ein Eisenbahngleis bestimmt, jedoch derartig ausgebildet, daß sie bei ruhendem Eisenbahnbetrieb für Straßenfuhrwerk benutzbar ist. Die beiderseitigen auf Auskragungen ruhenden Fußwege sind stets für den Verkehr frei. Im geschlossenen Zustande ruht die Brücke an den Enden auf Rollenlagern und über dem Drehpfeiler auf festen Lagern. (Abb. 539). Soll die Brücke ausgeschwenkt werden, so wird das Ende des kurzen, mit Gegengewicht belasteten Armes (Abb. 538), mit Hilfe von Stellschrauben gesenkt. Dabei kippt die Brücke um

die festen Lager *C* (Abb. 538 und 539) auf dem Mittelpfeiler, bis sie sich auf den neben den Lagern liegenden Königstuhl *O* aufsetzt; bei fernem Senken kippt sie um diesen weiter und hebt sich von den Lagern bei *B* ab. Gleichzeitig hebt sich das Ende

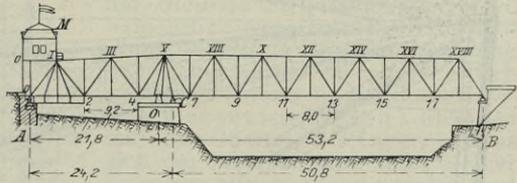


Abb. 538. Reiherstiegbrücke bei Hamburg.

des langen Armes 150 mm von seinen Lagern. Das Ende des kurzen Armes ist inzwischen bei *A* 115 mm gesenkt worden und stützt sich dort nunmehr mittels zweier Räder auf einen Laufkranz. Dann kann die Drehung beginnen, da sich auch ein Zahngetriebe in den Zahnkranz gesenkt hat (Abb. 545 und 546). Die Antriebsmaschinen für beide Bewegungen liegen dicht nebeneinander in einem Maschinenhause *M* (Abb. 538) über dem Obergurt am Ende des kurzen Armes.

Die hier zur Ausführung gebrachte Drehbrückenordnung unterscheidet sich also erheblich von der bei den Drehbrücken des Kaiser Wilhelm-Kanales angewandten Bauweise, die die Brücke im Drehzapfen aus ihren Lagern zu heben. Es ist die unveränderte Schwedler'sche Bauart hier in großem Maßstab durchgeführt worden.

Die ungewöhnlich großen Abmessungen führten zu einem Tragwerk, dem zur Aufnahme der Seitenkräfte nicht nur durch die Fahrbahnkonstruktion, für die nur eine geringe Höhe (700 mm) zur Verfügung stand, sondern auch in Höhe der Obergurte ein widerstandsfähiger Flachverband gegeben worden ist. Mit Rücksicht auf die durch den Eisenbahnverkehr gebotene lichte Höhe ergab sich eine Mindesthöhe der Hauptträger an den Enden zu 6 m, die über dem Drehpfeiler auf 7 m vergrößert worden ist. Die Füllstäbe bilden mit den Gurtungen ein Strebenfachwerk, dessen Felder (Abb. 538) noch durch nicht zum Hauptsystem gehörige senkrechte Ständer halbiert sind. In das Dreiecksfach am Ende des kurzen Armes sind außerdem zwei Hängestäbe eingezogen, welche

¹⁾ Nach einer Bearbeitung des Verfassers für die Zeitschrift d. V. D. I. 1900, S. 1415 u. ff.

eine Verteilung des Untergurtes bezwecken, um das beträchtliche Gegengewicht nach oben zu übertragen. Ferner ist an diesem Ende über dem Auflager ein senkrechter Endpfosten an den verlängerten Obergurt ge-

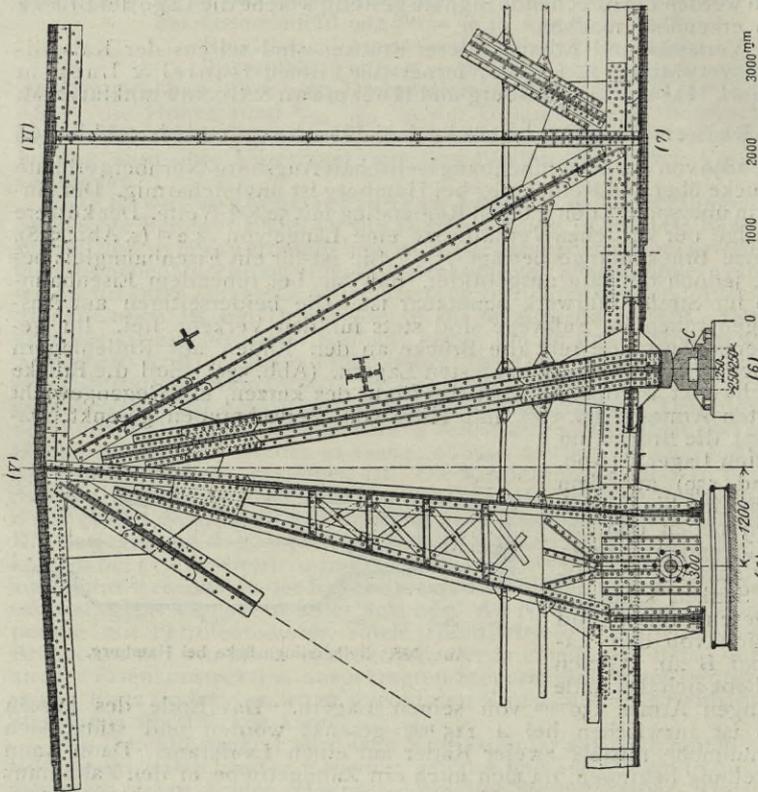


Abb. 539. Hauptträger über dem Drehpfiler.

Reihertieg-Drehbrücke bei Hamburg. Nach Z. V. D. I. 1900, S. 1415.

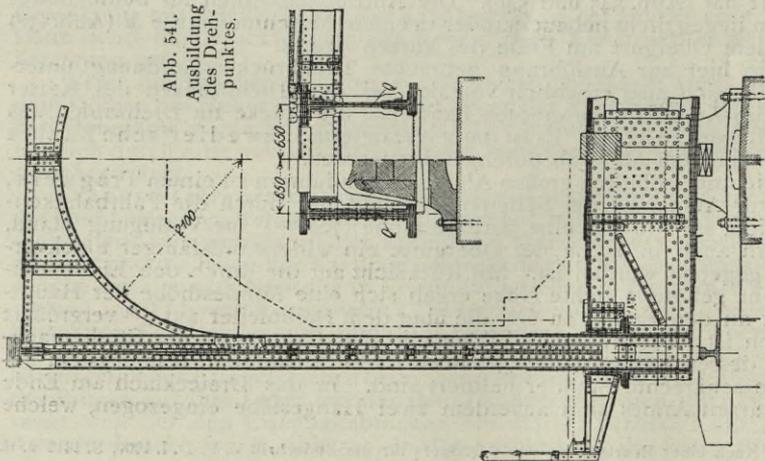


Abb. 541.
Ausbildung
des Dreh-
punktes.

Abb. 542. Querschnitt.

Abb. 539—543.

geschlossen. Jene Anordnung dient zur Aufnahme des Maschinenhauses. Die Konstruktion besteht hiernach

zur Aufnahme des Maschinenhauses. (Abb. 544) aus einem kastenförmigen Hängestabe H von großer innerer Weite, in dem sich ein Druckstempel S aus vier Winkeleisen bewegt, um die ganze Auflagerkraft — und dies ist das Eigenartige in der Durchführung des Grundgedankens — vom Auflager auf eine Schraube am oberen Knotenpunkte zu übertragen. Bei den Schwedler'schen Drehbrücken wird die Hebung und Senkung dieses Trägers durch Exzenter mit Gegengewichten bewirkt. Vor dem Öffnen der Brücke wird das Brückenende mit Hilfe dieses Stempels um 115 mm , entsprechend der Kippung und elastischen Durchbiegung des hinteren Armes, gesenkt und dann durch Weiterdrehen der Schraube von dem Rollenlager A (Abb. 538) abgehoben. Da sich der Stempel beim Einschwenken der Brücke nie genau auf dieselbe Stelle aufsetzen wird, namentlich wenn sich das Tragwerk durch einseitige Sonnenbestrahlung gekrümmt hat, so ist er nur seitlich geführt, während in der Längsrichtung eine gewisse Freiheit vorhanden ist. Der Oberteil des Lagers, in das sich der Stempel dann setzt, ist der sicheren Mittelstellung wegen und zum Schutze gegen zufällige unbelegte Verschiebung durch Federn, die im Auflagerstein verankert sind, festgehalten (Abb. 545).

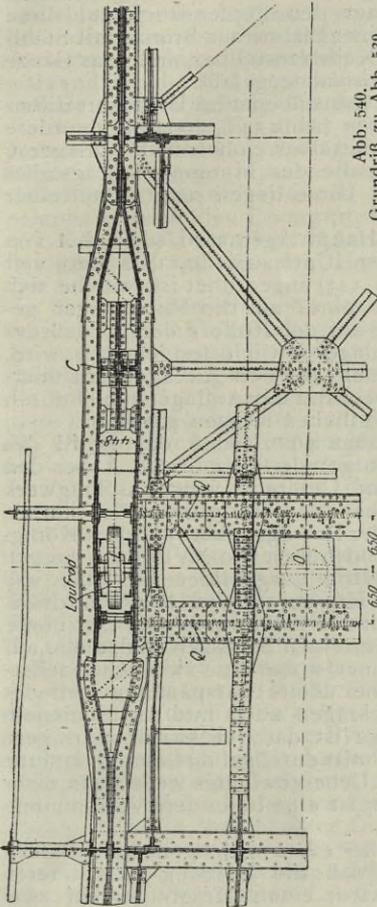
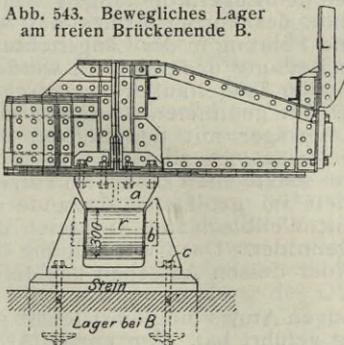


Abb. 540.
Grundriß zu Abb. 539.

Abb. 543. Bewegliches Lager am freien Brückenende B.



Eine fernere Eigenart weist die Auflagerung über dem Drehpfeiler (Abb. 539 bis 542) auf. Hier liegen der Königstuhl und die Lager für die geschlossene Brücke symmetrisch zur Senkrechten durch den oberen Knotenpunkt in je $1,2\text{ m}$ Entfernung. Das in Abb. 538 dargestellte Strebendreieck hat keinen senkrechten Pfosten, sondern weist mit den beiden schrägen Zwischenstreben eine Dreiteilung auf. Die vordere Strebe (V) (6) (Abb. 539) ist eine Stützstrebe für den geschlossenen Zustand; unter ihr befindet sich ein zylindrisches Kipp-Lager C , das auf einer einstellbaren Unterplatte aufruh.

Der eigentliche Drehpunkt liegt inmitten zweier Querträger QQ (Abb. 540 und 541), von deren Anschlüssen an die Hauptträger die hintere Schrägstrebe (V) (5) nach dem oberen Knotenpunkt führt, die somit als

Stützstrebe nur im ausgeschwenkten Zustande in Wirkung tritt. Entsprechend den beiden Querträgeranschlüssen ist diese Strebe in ein Dreieck mit der Spitze im Knotenpunkt (V) aufgelöst. Ein massiver Querbalken aus Gußstahl (Abb. 541 und 542) überträgt den Zapfendruck auf diese Querträger; der Zapfen selbst ruht auf einer Pfanne aus Bronze mit Stahl- und Schmiedeeisenunterlagen, die durch Keile einstellbar sind; das Ganze ist von einem kräftigen Gußstahlstuhl zusammengefaßt.

Der sonst einteilige Querschnitt der Gurtstäbe ist im Untergurt dieses Feldes zu einem zweiteiligen aufgespalten (Abb. 540), sodaß der vordere Schrägstab V 6 durch den Spalt bis unmittelbar zum festen Auflager C geführt werden konnte, während im Spalte des hinteren Schrägstabes Raum für die Laufräder geschaffen ist. Diese liegen somit unmittelbar in der Hauptträgerebene.

Das Ende des langen Armes der Hauptträger wird wie bei A von Rollenlagern getragen, jedoch mit dem Unterschiede, daß statt vier Rollen dort, hier nur eine einzige (Abb. 543) angeordnet ist, welche sich in einem Gußstahlstuhle dreht. Mittels eines an die Hauptträger gebolzten Stahlshuhes *a* ruht die Brücke auf der Rolle *r* derart, daß der Schuh vom Auflagerstuhl durch Anschläge seitlich festgehalten wird, somit auch Kräfte in wagrechter Richtung auf den Auflagerstein übertragen werden können; es ist dementsprechend der Auflagerstuhl *b* durch Verankerung *c* mit dem Steine gegen seitliches Kippen gesichert.

Der Abstand der Hauptträger beträgt 4,6 m, sodaß das Profil des lichten Raumes für den Eisenbahnbetrieb gerade Platz findet. Außer den wagrechten Verspannungen in Ober- und Untergurt weist das Tragwerk drei Querrahmen auf, und zwar zwischen den Endpfosten des kurzen Armes bei A (Abb. 538) in der Ebene der Schrägstreben und des Königstuhles (5-V) und in der Ebene der Endstreben (10-XVIII) des langen Armes. Die Querrahmen sind sehr kräftig ausgebildet und oben wie unten durch Eckverbände ausgesteift. Hierdurch wird der Winddruck auf den Obergurt nach dem unteren Windverbände geleitet. Der obere Verband hat doppelte Schrägen. Die einzelnen Schrägen sind, außer auf Zug, auf Knicken für volle Länge berechnet, wobei eine zweifache Sicherheit als ausreichend erachtet ist. Eine untere Verspannung befindet sich nur im langen Arme, wo die Schrägen auch mit den Schienenträgern vernietet sind; ihre Knicklänge ist dadurch soweit verringert, daß der größte Teil mit gleichem Querschnitt durchgeführt werden konnte. Da im kurzen Arme die Fahrbahn des Uebergewichtes wegen aus einer starren Betondecke gebildet worden ist, ist eine besondere Verspannung in Eisen hier nicht erforderlich.

Der untere Windverband bildet also einen durchgehenden Balken auf drei Stützen; für den Fall jedoch, daß die Reibung am hinteren Ende des kurzen Armes unwirksam wird, einen Kragträger auf zwei Stützen, nämlich auf dem Königstuhl und den Lagern des langen Armes. Denn es kann der Auflagerdruck am Ende des kurzen Armes auf 8,1 t sinken und damit, weil dieses Ende ohne Führung in der Längsrichtung der Brücke gehalten werden muß, die Reibung unzureichend werden. Der obere Windverband ist als durchgehender Träger auf drei elastischen Stützen in den Querrahmen ausgebildet. Im geöffneten Zustande sind der obere und der untere Verband Kragträger mit den Stützen des kurzen Armes.

Ebenso wie die Brücke bezüglich der senkrechten Lasten im kurzem Arme Gegengewichte zur Standsicherheit im geöffneten Zustande erhalten hat, ist auch eine Verkleidung mit Wellblech zum Ausgleich der statischen Momente der Windkräfte angeordnet. Dazu war beinahe der ganze Hinterarm zu verkleiden, was leider dessen Aussehen nachteilig beeinflusst hat.

Die Fahrbahn ist innerhalb des langen Armes möglichst leicht gehalten, was zu einfacher Holzabdeckung geführt hat. Am kurzen Arme

dagegen dient sie, wie bereits bemerkt, zugleich als Gegengewicht und ruht auf Betondecken zwischen den Längsträgern. Am äußersten Ende zwischen den Punkten 0 und 2 (Abb. 538) besteht die Fahrbahnunterlage aus einem großen Betonkörper auf Eisenbahnschienen. Diese sind auf besonderen, unter die Hauptträger gehängten Trägern gelagert. Zur Abdeckung dieses Betonklotzes dient in der Fahrbahn Ganitpflaster, während für die Fußwege Klinkerplaster gewählt ist. Der Betonkörper enthält eine Vertiefung, die das Eisenbahngleis mit Kiesbett aufnimmt.

Anders ist die Fahrbahn von Knotenpunkt 2 bis 5 des kurzen Armes gestaltet. Hier sind Querträger in den Hauptknotenpunkten der Hauptträger angeordnet, an welche Längsträger genietet sind. Zwischen diesen sind Betonkörper eingestampft, die unmittelbar das Straßenpflaster aufnehmen. Ueber den Untergurt der Hauptträger ist ein wagrechtes Blech zwischen den beiden benachbarten Längsträgern gestreckt, welches die Betondecke trägt, um den Untergurt von der Betonumhüllung völlig frei zu halten.

Beachtenswert erscheint schließlich auch die in größerem Maßstabe bereits S. 148, Abb. 148, dargestellte Schienenbefestigung.

Auf dem langen Brückenarme, wo die Betonausfüllung fehlt, liegen zwischen den Längsträgern gewalzte Nebenquerträger in 1,1 m Abstand, die hölzerne Längsbalken mit 6 cm starkem Eichenbohlenbelag tragen; diese Längsbalken sind so dicht gelegt, daß auch bei abgenutzten Bohlen die Wagenräder nicht hindurchbrechen können. Die Schienen sind wie am kurzen Arme mit den Schienenträgern verbunden. Zur Verminderung des Stoßes liegen zwischen der Stahlplatte und dem Gurflacheisen überall 2 cm starke Filzplatten von solcher Größe, daß sie höchstens 25 kg/qcm Druck erhalten.

Am Ende des kurzen Armes ruht auf zwei kräftigen Querträgern über den beiden letzten Knotenpunkten das Maschinenhaus von 6 × 7 m Grundfläche (Abb. 538). Diese Anordnung hat große Vorzüge, da das Maschinenhaus so als Windflächenausgleich und als Gegengewicht wirkt. Es ist nur zu bedauern, daß das Haus architektonisch nicht wirkungsvoller ausgebildet worden ist.

Die Hauptträger der Drehbrücke bilden im geschlossenen Zustande durchlaufende Fachwerkträger mit drei Stützpunkten, also ein einfach statisch unbestimmtes System. Sie sind den Eisenbahnbetriebslasten ausgesetzt, mithin völlig nach Maßgabe der preußischen Vorschriften vom September 1895 berechnet, nämlich unter Annahme eines Zuges aus zwei Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Güterwagen. Gleichzeitig damit ist eine Bürgersteigbelastung von 400 kg/qm in Rechnung gezogen. Anstelle des Eisenbahnverkehrs ist aber auch die Belastung durch den Straßenverkehr mittels vierrädriger Lastwagen von 20 t Gewicht berücksichtigt, ferner ein Winddruck von 250 kg/qm auf die unbelastete Brücke, wobei als Winddruckfläche das 1,5fache der reinen Eisenkonstruktion angenommen ist, oder von 150 kg/qm auf die belastete Brücke nebst einer Windfläche von 3 m Höhe, die ein fahrender Zug bietet. Im ausgeschwenkten Zustande ist mit Rücksicht auf die Windstöße außer einem gleichmäßigen Winddrucke von 200 kg/qm in wagrechtem Sinne noch ein senkrechter Winddruck von 50 kg/qm berücksichtigt. Schließlich ist für die Berechnung der Bewegungsvorrichtungen ein ungleich starker Wind auf die beiden Arme der Brücke, und zwar auf einen Brückenarm ein wagrechter Ueberdruck von 80 kg/qm und ein senkrechter von 25 kg/qm, angenommen. Eine gleichmäßige Wärmeänderung hat auf die Spannungen im Tragwerk keinen Einfluß, wohl aber entstehen Spannungen in dem statisch unbestimmten Fachwerk bei ungleichmäßiger Erwärmung durch Sonnenbestrahlung des Obergurtes, für welchen dementsprechend ein Unterschied von $\pm 10^{\circ}$ C. gegenüber den übrigen Teilen zugrunde gelegt worden ist.

Als höchste Spannung sind 920 kg/qcm für Eigen- und Verkehrslast, 1000 kg/qcm für die ausgeschwenkte Brücke, 1400 kg/qcm für das Zusammentreffen der ungünstigsten Wirkungen durch Verkehr, Wind und Wärme neben dem Eigengewicht, 650 kg/qcm für die Fahrbauteile bei unmittelbarer Belastung, 700 kg/qcm für die Querträger angenommen.

Besonders lehrreich ist die Ermittlung der Stabkräfte für die geschlossene Brücke. Der statisch unbestimmte Stützendruck auf dem Drehpfeiler C ist zeichnerisch und der Prüfung wegen daneben rechnerisch bestimmt worden. Die Darstellung seiner Einflußlinie, der sogenannten C -Linie, bildet im vorliegenden Falle die Grundaufgabe der Rechnung und ist wie u. a. in Müller-Breslau: „Graphische Statik der Baukonstruktionen“ Bd. II, 1. Abt., S. 332 u. ff. nachgewiesen, als Biegunslinie des in Endauflagern frei aufliegenden Trägers unter einer senkrechten Last eins, im Sinne des Stützendruckes C wirkend (d. h. für den Zustand $C = -1$) bestimmt. Das Nähere findet sich in der erwähnten Veröffentlichung des Verfassers.

Nachdem nun die Einflußlinie für den Stützwiderstand C gefunden, ist es mit ihrer Hilfe nach dem von Müller-Breslau an der bereits erwähnten Stelle, sowie auch im Taschenbuch der Hütte 20 Aufl. III S. 300 angegebenen Verfahren leicht, die Einflußflächen für alle Stäbe, sowie für die Endstützenwiderstände abzuleiten. Um den Auflagerdruck von $139,8^t$ infolge Eigengewichtes am Ende des kurzen Brückenarmes, wo die Bewegungsvorrichtungen arbeiten, für die Arbeit zum Heben und Senken möglichst einzuschränken, ist die Mittelstütze um ein bestimmtes Maß überhöht, wodurch die Auflagerkraft auf $81,5^t$ sinkt, gleichzeitig diejenige bei dem Auflager des langen Armes auf $10,5^t$, während die Last bei C dagegen um $86,1^t$ steigt. Diese Ueberhöhung bei C beträgt 60 mm . Nachstehende Zusammenstellung aller Auflagerwiderstände erscheint beachtenswert:

	A (am kurzen Ende) t		C t		B (am langen Ende) t	
1. infolge Eigengewicht ohne Ueberhöhung	139,8		203,8		30,3	
2. infolge Hebung von C	- 58,3		86,1		- 27,8	
					2,5	- Ballast
3. Summe 1 + 2	81,5	81,5	289,9	289,9	10,5	10,5
4. infolge Verkehrslast	38,9	- 36,7	139,3		55,4	- 1,5
4a. 4 bei 50% Zuschlag infolge Stoßwirkung	53,3	- 55,0	208,9		83,1	- 2,3
5. infolge ungleichmäßiger Erwärmung	12,2	- 12,2	18,0	- 18,0	5,8	- 5,8
6. einseitige Bürgersteigbelastung	4,8	- 6,2	27,0		8,5	- 0,2
7. absolut größte und kleinste Werte $3 + 4a + 5 + 6$	156,8	+ 8,1	543,8	271,9	107,9	2,2

Es geht daraus hervor, daß gegenüber dem Vorteil der Entlastung bei A infolge der Ueberhöhung von C der positive kleinste Druck bei B nur durch Aufbringen von 8^t Ballast in Gestalt eines Betonkörpers bei B erreicht werden konnte. Die Ueberhöhung ist in der Weise hervorgebracht, daß der ganze Träger in der Zulage eine Krümmung erhielt, indem die beiden Arme um 60 mm nach oben gebogen wurden. So wurden die Träger dann eingebaut, während die Endlager 60 mm unterhalb der Trägerenden aufgestellt waren. Nachdem das Mittellager untergossen war, wurde die Rüstung gesenkt und die Träger samt Fahrbahn wurden infolge der Durchbiegung in die wagrechte Lage gebracht.

Auch die offene Brücke ist nach allen Richtungen hin statisch untersucht worden. Natürlich werden diese Untersuchungen wesentlich einfacher, weil es sich sowohl bei den Hauptträgern wie bei den Windverbänden, abgesehen von deren doppelter Ausfüllung, um statisch bestimmte Systeme handelt. Bezüglich des Eigengewichtes war die Untersuchung für die Stützungen sowohl auf den festen Lagern als auch auf dem Drehpunkt vorzunehmen und von beiden die ungünstigsten Ergebnisse vorzumerken. Hierbei sinkt A von 59,5 auf 24^t, C steigt von 322,4 auf 357,9^t. An Winduntersuchungen sind durchgeführt:

1. wagrechter Winddruck von 200 kg/qm über die ganze Brücke gleichmäßig verteilt;
2. senkrechter Winddruck von 50 kg/qm wie vor und 25 kg/qm lediglich auf den langen Arm.

An diese meist zeichnerischen Berechnungen knüpfen sich solche für gewisse Einzelheiten, besonders für die Stützungen. Der Durchmesser der gußstählernen Rollen ist nach der Formel $d = 8,13 \frac{A}{nl}$ berechnet, worin A den Auflagerdruck in Tonnen, n die Zahl der Rollen, l ihre Länge bedeutet. Diese Formel ist aus der allgemeinen für den Rollendruck

$\frac{A}{n} = \frac{4}{3} l d \sigma \sqrt{\frac{\sigma}{E}}$ abgeleitet. Bei einem zulässigen Druck von 2000 kg/qcm

ergab sich d zu 10 cm. Als Biegungsspannung in den Lagerkörpern ist 1500 kg/qcm gestattet worden. Der kurze Arm hat bei $\pm 30^\circ$ Wärmeänderung etwa ± 10 mm Längenänderung. Um nun das Rollengerät beim Abheben und Schwenken der Brücke in seiner Mittellage festzuhalten, sind zu beiden Seiten der Lager die oben bereits erwähnten Stahlfedern eingemauert, deren freie Enden die Bewegung mit dem Rollengerät mitmachen müssen. Da die beiden Federn von 60×8 mm Querschnitt aus bestem Federstahl hergestellt sind, konnte die Beanspruchung infolge dieser Biegung bis zu 1500 kg/qcm zugelassen werden. Die hierzu erforderliche Kraft

$P = \frac{W\sigma}{l}$ (l = freie Länge, W = Widerstandsmoment, σ = Spannung) ergab

sich zu 67 kg. Da der Reibungsbeiwert höchstens 0,1 ist und die Lager nur 500 kg wiegen, so wird hierdurch die Reibung von 50 kg stets bewältigt werden.

Ueber den Drehzapfen und den Königstuhl ist noch Einiges mitzuteilen. Der größte Druck entsteht bei offener Brücke und senkrechtem Winddruck von 50 kg/qm und beträgt 761 t. Der wagrecht wirkende Wind wird durch den Querrahmen über dem Drehpunkt nach unten geleitet und von den Laufrollen aufgenommen, ohne den Drehzapfen zu belasten. Zwischen den beiden Querträgern ist ein Gußstahlkörper eingebaut, dessen geringste Höhe in der Mitte 45 cm beträgt und der durch die senkrechte Last mit 1130 kg/qcm (ohne Wind 1070 kg/qcm) Biegungsspannung beansprucht wird. Der Bronzekörper wird mit etwa 400 kg/qcm Druck belastet, der Lagerstuhl mit 980 kg/qcm auf Biegung beansprucht und schließlich die Last auf den Stein mit 40 kg/qcm Druck übertragen; der äußere Durchmesser der dazu erforderlichen kreisringförmigen Auflagerfläche hat die Größe von 1700 mm, der innere von 700 mm.

Auch die Uebertragung der Bremskräfte durch die festen Lager auf den Drehpfeiler ist in Rechnung gezogen, wengleich der Reibungskoeffizient von 0,2 für gebremste Räder etwas hoch erscheint. Jedes Lager hat darnach 23,4^t Bremskraft zu übertragen, während der kleinste Auflagerdruck zu 405,3^t ermittelt ist. Durch die Reibung der Ruhe ist ein wagrechter Widerstand, ohne auf die zylindrische Höhlung im Unterlager Rücksicht zu nehmen, von $0,3 \cdot 405,3 =$ rd. 120^t vorhanden, sodaß sich eine 5,2 fache Sicherheit gegen Wegschieben ergibt.

Um die Bewegungsvorrichtungen bestimmen zu können, ist noch auf die Untersuchungen zur genauen theoretischen Feststellung des Maßes

hinzuweisen, um welches die Brücke vor dem Ausschwenken gesenkt bzw. vor dem Einschwenken am kurzem Ende mittels der Hubvorrichtung gehoben werden muß. Die Untersuchung der elastischen Einbiegung der Brücke mußte angestellt werden sowohl für die Stützung auf die festen Lager des Mittelpfeilers und am kurzem Ende, wie auch für die Stützung auf den Drehzapfen und am kurzen Ende, und ferner für das Kippen von der einen Stützung zur anderen, wodurch ja die Länge des kurzen Armes von 24,2 m auf 21,8 m verkürzt wird (Abb. 538, S. 411). Der kurze Arm erwies sich dabei als so starr, daß er kaum von der Geraden abwich.

Die Bewegungs-
Vorrichtungen. Die Kraft zum Bewegen der Brücke wird von einem Benzinmotor erzeugt, der mit dem gesamten Getriebe auf der betonierten Plattform in Höhe des Obergurtes am Ende des kurzen Brückenarmes aufgebaut ist. Der 25 PS Motor *M*, Abb. 544, welcher 200 Minuten-Umdr. macht, treibt mittels Riemens und eines Stirnräderpaares *s* eine Welle *w* an, von der mittels zweier Wendegetriebe die Hub- und die Drehbewegung abgeleitet werden. Die Wendegetriebe werden je durch ein Handrad geschaltet. Die

Hubbewegung wird durch Zwischenschaltung des Stirnräderpaares und eine dreigängige Schnecke nebst Schneckenrad vermittelt. Letzteres sitzt auf der senkrechten Schraubenspindel *v*, welche unmittelbar auf die Bronzeplatte des Druckstempels einwirkt, während die Mutter an dem den Stempel umhüllenden Endpfosten des Brücken-

Tragwerkes festsetzt. Der beim Heben auftretende höchste Druck beträgt für jeden Stempel etwa 100 t, die Hubgeschwindigkeit 1,307 mm/Sek.; die ganze Hebung um 115 mm wird in rd. 100 Sek. ausgeführt.

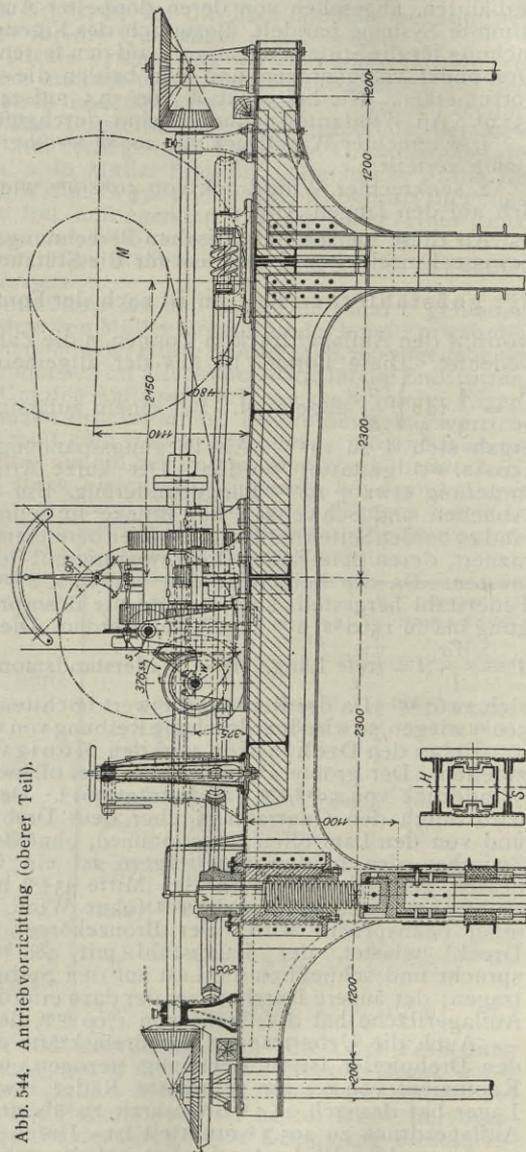


Abb. 544. Antriebsvorrichtung (oberer Teil).

Für die Drehbewegung kommt in Betracht, daß sich der Zahndruck bei den verschiedenen Windrücken ändert. Er ergibt sich

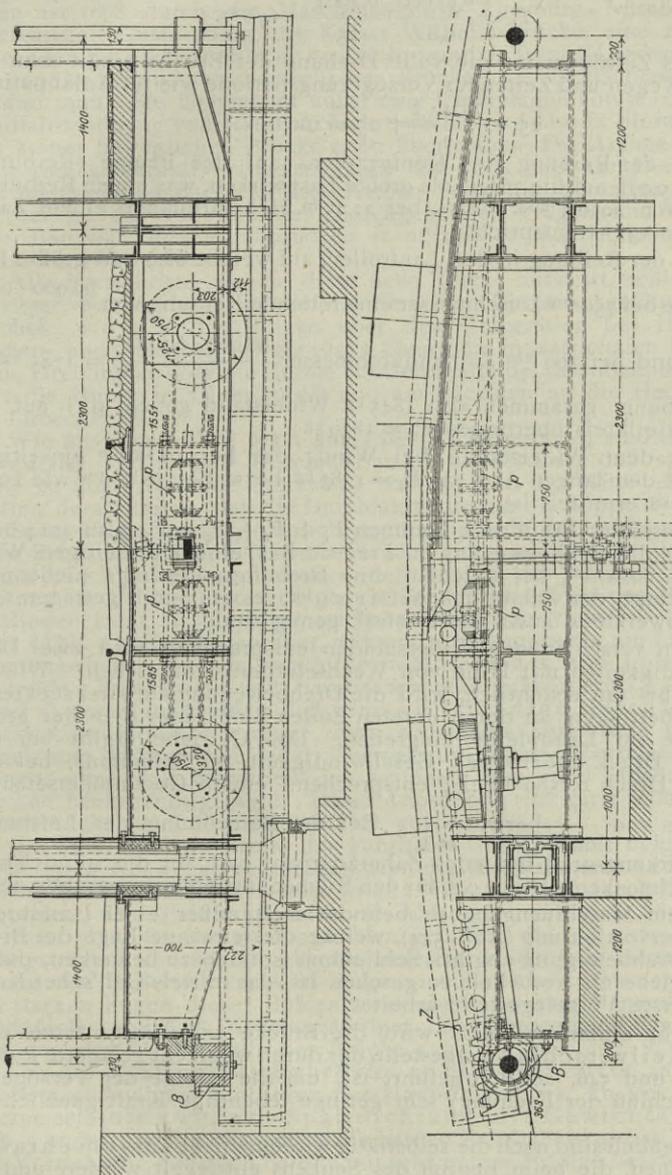


Abb. 545 und 546. Antriehsvorrichtung (unterer Teil), Laufrollen- und Pufferanordnung am kurzen Brückenarm.

Abb. 544—546. Reihertieg-Drehbrücke bei Hamburg. Nach Z. V. D. I. 1900, S. 1462 u. 1464.

1. aus der Massenbeschleunigung: Summe der Momente am langen Arm + Summe der Momente am kurzen Arm = $6508,4 + 7637 = 14145,4 \text{ tm}$,
übertragen auf den Zahnkranzteilkreis von $22,45 \text{ m}$ Halbmesser = $630,6 \text{ t}$.

Da in 25 Sek. eine Geschwindigkeit von $\frac{2}{3}^0$, d. h. $0,2604 \text{ m/Sek.}$ erreicht werden soll, so ist eine Beschleunigungskraft

$$P_1 = \frac{630 \ 600}{9,81} \cdot \frac{0,2604}{25} = 670 \text{ kg}$$

nötig. Als Zeitdauer für die volle Drehung der Brücke erhält man bei gleichen Wegen und Zeiten für Verzögerungsperiode wie für Anlaßperiode

$$25 + \frac{73,4 \cdot 3}{2} + 25 = 160 \text{ Sek.};$$

2. aus der Reibung des Königzapfens auf der Pfanne (Reibungsbeiwert = $0,07$), auf die $762,9 \text{ t}$ als größte Last wirken, was einem Reibungsmoment von $2950,5 \text{ mkg}$ bezw. bei $22,45 \text{ m}$ Hebelarmlänge einem Zahndruck $P_2 = 131 \text{ kg}$ entspricht;

3. aus der Reibung in den Laufrollen, auf welche $68,9 \text{ t}$ als größte Last wirken, die bei 750 mm Durchmesser eine rollende Reibung von $\frac{68 \ 900 \cdot 0,055}{37,5}$

$$= 100 \text{ kg} \text{ und bei } 190 \text{ mm Zapfendurchmesser } \frac{68 \ 900 \cdot 0,1 \cdot 9,5}{37,5} = 1745 \text{ kg} \text{ als}$$

Zapfenreibung, zusammen also 1845 kg Widerstand geben, d. i. auf den Zahnkranzteilkreis übertragen $P_3 = 1830 \text{ kg}$;

4. aus dem Widerstande bei Wind, der bei 10 kg/qm einseitigem Druck auf den langen Arm zu $P_4 = 1383 \text{ kg}$ bezw. bei 30 kg/qm wie vor zu $P_4 = 4030 \text{ kg}$ ermittelt ist.

Als gesamtter Zahndruck kommen $P_1 + P_2 + P_3 + P_4$, also 4014 bezw. 6660 kg für die Drehbewegung in Frage. Bei einem einseitigen Winddruck von 80 kg/qm , bei welchem eine Drehung allerdings nicht mehr erfolgt, steigt der Zahndruck auf $11 \ 060 \text{ kg}$; es ist Sorge getragen, daß alle Triebwerkteile auch hierfür stark genug sind.

Diesen verschiedenen Widerständen entsprechend sind zwei Drehgeschwindigkeiten mit Hilfe von Wechselrädern vorgesehen. Wie aus Abb. 544 bis 546 ersichtlich, wird die Drehbewegung auf zwei senkrechte Wellen übertragen, an deren unteren Enden Blockräder B in den großen Zahnkranz am Landpfeiler eingreifen. Das Getriebe ergibt bei dem kleineren Druck $0,2621 \text{ m/Sek.}$ Geschwindigkeit im Zahnkranz, bei dem größeren Druck $0,1580 \text{ m/Sek.}$, entsprechend einem Gesamtübersetzungsverhältnis von $\frac{1}{14,48}$ bezw. $\frac{1}{24,1}$. Bei der Berechnung der Leistungen

ist als Wirkungsgrad für jedes Zahnradpaar $0,91$, für die Spindel $0,362$, für das Schneckengetriebe $0,7$, für den Riemenbetrieb $0,97$ zugrunde gelegt.

In dem Maschinengehäuse befindet sich außer einer Handbremse eine Zeigervorrichtung (Abb. 544), welche die jeweilige Lage der Brücke bei der Drehbewegung angibt. Schließlich ist noch zu bemerken, daß ein Handgetriebe als Notbehelf vorgesehen ist, das mittels Gall'scher Ketten auf die erste Vorgelegewelle arbeitet.

In sehr einfacher Weise wird die Brücke selbsttätig durch einen starken Keilverschluß festgestellt, der durch wagrecht gelagerte Puffer p , Abb. 545 und 546, seitlich geführt ist, um die infolge der Verzögerung (gegen Schluß der Drehung) sehr geringe lebendige Kraft gänzlich aufzuzehren.

Schließlich sind noch die selbsttätig wirkenden Abschlußschranken zu erwähnen, die beim Beginn des Senkens entriegelt werden und herunterfallen. Zur Verständigung des Brückenmeisters, der sich zumeist an der Spitze der in Bewegung befindlichen Brücke aufhält, mit dem Maschinisten dienen Zeichen, die von verschiedenen Stellen der Brücke aus durch eine elektrische Klingel gegeben werden können.

δ. **Tafel XI.** Kaiser Wilhelmbrücke in Wilhelmshaven. (Nach einer Bearbeitung des Verfassers in der Zeitschrift d. V. D. I. 1909.)

Allgemeine Anordnung. Für die Kaiserliche Werft in Wilhelmshafen ist 1908 durch die Maschinenfabrik Augsburg-Nürnberg A.-G., Zweiganstalt Gustavsburg, die Kaiser Wilhelm-Brücke, eine zweiflügelige oder Doppeldrehbrücke, Abb. 1 und 2, Tafel XI, erbaut, welche zu den bedeutendsten beweglichen Brücken in Deutschland gezählt werden muß. Sie überspannt außer zwei Uferanlagen von je rd. 30^m eine Schiffsfahrtsöffnung von 70^m Durchfahrtsweite, wird also in dieser Hinsicht von keiner beweglichen Brücke z. Zt. übertroffen. Die Anlage ist sowohl nach der konstruktiv-wirtschaftlichen als auch nach der theoretischen und nicht minder nach der ästhetischen Seite hin besonders gelungen. Hierbei ist das Problem des „durchgehenden Trägers mit Mittelstoß“ beim Bau von Doppeldrehbrücken in nützlicher und nachahmenswerter Weise verwirklicht.

Alle Fortschritte, welche diese neue Brücke aufweist, schließen sich in steter Entwicklung an die von derselben Firma ausgeführten Drehbrücken, wie z. B. die Brücke über den Reihertstieg bei Hamburg¹⁾, Straßen- und Eisenbahn-Drehbrücke über den Industriehafen bei Mannheim, Drehbrücke über die Geeste bei Geestemünde, Eisenbahndrehbrücke über die Hunte in Oldenburg²⁾ und am nächsten an die Herrenbrücke bei Lübeck³⁾ an.

Wie aus den Abb. 1 bis 3 auf Tafel XI hervorgeht, sind die beiden Drehpfeiler von je 9,5^m Durchmesser so angeordnet, daß sie die gesamte zu überbrückende Stützweite von 159^m in der Mitte der beiden Hälften derart teilen, daß die Durchfahrtsöffnung die doppelte Stützweite der Seitenöffnungen hat, nämlich 79,5^m, und jede Seitenöffnung 39,75^m. Jeder Brückenflügel bildet somit für sich eine gleicharmige Drehbrücke. Damit jedoch beim Einschwenken der Brücke, das mit gleicher Drehrichtung für beide Flügel erfolgt, ein Zusammenstoß in der Mitte nicht stattfinden kann, ist hier eine zur Brückenachse unsymmetrische schräge Fuge (Abb. 2 und 5) angeordnet, während die Anordnung am Landpfeiler symmetrisch ist. In dem so gebildeten Mittelstoß (s. Abb. 4 bis 8) greifen die beiden Brückenteile mit besonderen Stahlgußkörpern C_1 C_2 (Abb. 2, 4 und 5) derart ineinander, daß eine vollständige Gelenkwirkung in statischer Hinsicht erzeugt wird, sodaß die Querkräfte von einem Flügel zum anderen bei jeder Temperatur sicher übertragen werden können, ohne daß hierdurch das bequeme Ein- und Ausdrehen der Brücken beeinträchtigt wird. Diese Anordnung ist auch schon bei der Herrenbrücke bei Lübeck ausgeführt worden.

Um eine nutzbare Breite der Fahrbahn von 4,5^m mit beiderseitigen 1,5^m breiten Gehwegen zu erhalten, sind die Hauptträger 8^m auseinander gerückt (Abb. 3, Tafel XI) und in 4,75^m Entfernung durch Querträger verbunden. Die Fahrbahn selbst (s. Abb. 196 und 197, S. 167) ist aus kiefern 30 · 10^{cm} starken Tragbohlen gebildet, die auf sechs gewalzten I-Längsträgern von 850^{mm} Abstand befestigt sind; jede einzelne Bohle vermag den Raddruck eines 8t-Wagens aufzunehmen. Versetzt zu den 2^{cm} starken Fugen dieser Bohlen sind ebenfalls quer liegende eichene Schutzdielen von 6^{cm} Dicke angeordnet. Die Querneigung der Fahrbahn ist 1 : 100, das Längsgefälle der Brücke 1 : 34.

Um das Klaffen der Fahrbahn in Brückenmitte infolge von Temperaturabnahme, Einbiegen der Hauptträger usw. zu verhindern, ist eine selbsttätig wirkende Spaltdichtung mit Gewichtsausgleich (Abb. 5 und 6) angebracht, sodaß die beiden Fahrbahnen genau schließen; eine Vorrichtung, die auch bereits mit sehr gutem Erfolge bei der Herren-Drehbrücke bei Lübeck ausgeführt worden ist. Die Fugen an den Widerlagern werden im Winter mit einem T-Eisen verschlossen.

¹⁾ S. 411 und Z. d. V. D. I. 1900, S. 1415 u. f. ²⁾ Z. d. V. D. I. 1907, S. 1361.

³⁾ Z. d. V. D. I. 1906, S. 1089 u. f.

Für die Gestaltung der Hauptträger war maßgebend, daß die Höhe über dem Drehpfeiler möglichst groß zu machen war, um die Durchbiegung während der Drehung entsprechend zu verringern. Wie aus Abb. 1 ersichtlich ist, liegt der Untergurt im Scheitel in Brückenmitte $7,95^m$ höher als über dem Drehpfeiler und nimmt vom Scheitelpunkt zum Drehpfeiler aus Schiffsfahrtsrücksichten einen bogenartigen, nach einer Ellipse gekrümmten Verlauf; dementsprechend steigt auch der Untergurt in der Seitenöffnung als einhöftiger Bogen nach dem Landpfeiler an, nur daß er hier infolge des Brückengefälles um etwa $2,5^m$ niedriger liegt als im Scheitel der Mitte. Der höchste Punkt der Hauptträgerkonstruktion über dem Drehpfeiler liegt $19,2^m$ über dem Untergurt. Von hier aus senkt sich der Obergurt nach der Brückenmitte hin in parabolischer Hängebogenform um $9,75^m$, nach der Landseite zu um 2^m tiefer. Am Brückenscheitel beträgt die Trägerhöhe $1,5^m$, an den Brückenden 2^m . Ein Mittelgurt verläuft parallel zur Fahrbahn etwas über der normalen Geländerhöhe. Mittel- und Untergurt sind durch Pfostenfachwerk entsprechend den durch den Querträgerabstand gegebenen Feldlängen, Mittel- und Obergurt nur in Verlängerung der Pfosten durch besondere Hängepfosten miteinander verbunden, wie in Abb. 4, Taf. XI und den dazugehörigen Querschnitten (Abb. 196 und 197, S. 167) dargestellt ist.

Das Hauptträgersystem bildet durch Kette versteifte Fachwerkbalken, deren Höhen im allgemeinen der Veränderung der Biegemomente entsprechen. Durch die gefällige Hauptträgerform wirkt das gesamte Brückenbild durchaus befriedigend. Die beabsichtigte Steifigkeit kommt in wirkungsvoller Weise zum Ausdruck.

Als Vorteil der Bauart kommt noch in Betracht, daß bei geöffneter Brücke die Angriffsflächen für den Winddruck recht günstig verteilt sind, sodaß der Schwerpunkt der Windkraft unterhalb der Fahrbahn in den Drehpfeiler fällt.

Ueber den Drehpfeilern sind körperlich ausgebildete volle Querrahmen (Abb. 1 und 3) pylonenartig angeordnet, an deren höchsten Punkten die Kettengurte angeschlossen sind. Um die Längsbeweglichkeit des Kettengurtes zu wahren, sind im oberen Felde der Pylonen die Fachwerkschrägen, wie sie sonst angeordnet sind, fortgelassen. Die Windkräfte werden durch den in der Untergurtfläche liegenden Windverband bei unbelasteter Brücke nach dem Königstuhl, bei belasteter einerseits durch die festen Lager in den Drehpfeiler (Abb. 9 und 10), andererseits durch die seitlichen Anschläge der Verankerung (Abb. 11) in die Endpfeiler geleitet. Querversteifungen liegen unter den Querträgern der Punkte 6 bis 11 nächst dem Drehpfeiler.

Jeder Hauptträger ruht im geschlossenen Zustande als durchlaufender Träger auf vier Stützen, nämlich auf den Stropfpfeilern in festen Lagerstühlen B_1 bezw. B_2 (Abb. 2 und 9) und D_1 bezw. D_2 , an den Landpfeilern in beweglichen Lagern A_1 bezw. A_2 (Abb. 3 und 12) und E_1 bezw. E_2 , und enthält außerdem ein Mittelgelenk C_1 bezw. C_2 (Abb. 4 und 5), welches lediglich senkrechte Kräfte von einem Flügel auf den anderen überträgt. Da bei Verkehrsbelastung der Mittelöffnung negative Auflagerkräfte an den Enden auftreten, so sind zu deren Aufnahme noch an den Landpfeilern die in den Abb. 11, 12 und 14 dargestellten Verankerungen gebildet, welche freie Längsbeweglichkeit der Brückenden im geschlossenen Zustande durch Stützung der Hauptträger-Enden gegen die Pendel N (Abb. 12 und 14) zulassen. Diese Pendel hängen in der Verankerung frei, solange sie beim Senken und Ausdrehen der Brücke entlastet sind.

Die festen Lager B_1 und B_2 bezw. D_1 und D_2 sind am Rande der Drehpfeiler angeordnet, in deren Mittelpunkt der Königstuhl K (Abb. 2 und 9) so aufgebaut ist, daß er mit den beiden Lagern auf einem Durchmesser des Drehkreises liegt. Bei unbelasteter Brücke sind diese festen Lager völlig entlastet, was dadurch erreicht ist, daß zwischen

oberer und unterer Lagerplatte infolge entsprechender Einstellung der letzteren der Spielraum eben null wird. Das Brückengewicht von 247 t überträgt der in Abb. 9 dargestellte Fachwerkträger, dessen Durchbiegung 8,5 mm beträgt. Tritt noch Verkehrslast hinzu, so wird infolge weiterer elastischer Nachgiebigkeit dieses Querträgers der vorhandene Spielraum der festen Lager unter den Hauptträgern (B_1 und B_2 bzw. D_1 und D_2) völlig aufgezehrt und verschwinden, sodaß die Nutzlast und mit ihr die Verkehrsstöße unmittelbar aus den Hauptträgern in diese festen Lager übertragen werden. Da eine völlige Entlastung des Königstuhles niemals stattfindet, ist es auch ausgeschlossen, daß kleine Fremdkörper zwischen seine Drehflächen gelangen. Im geschlossenen Zustand ist die Brücke für beide Flügel, also auf je fünf Lager gestützt.

Soll die Brücke geöffnet werden, so erfolgt in Anlehnung an die Schwedler'sche Bauart ein Kippen in der Weise, daß die Lager A_1 und A_2 mittels Hubspindel H (Abb. 12) gesenkt werden. Die bauliche Anordnung ist wesentlich einfacher als bei der Reihertstiegebrücke (s. S. 411) und befindet sich unter den Lagern. Die Brückenflügel kippen um die Achsen B_1, B_2 bzw. D_1, D_2 , jedoch ohne diese Lager zu belasten, also sich nur auf die Königstühle und die Endlager stützend. Die Laufäder L_1 und L_2 , welche bei geschlossener Brücke 5 mm über dem Laufkranz sitzen, kommen allmählich zum Aufsitzen und erhalten ihre Gesamtlast von 48 t, nachdem der Laufradträger (s. Abb. 15, Tafel XI) sich entsprechend durchgebogen hat und die Hubspindeln völlig entlastet sind, wozu eine Senkung von A_1 und A_2 um 89 mm erforderlich ist.

Die Belastung des Königstuhles hat sich dann von 247 t auf 203 t, die Durchbiegung seines Querträgers von 8,5 mm auf 6,9 mm verringert, d. h. die Hauptträger haben sich bei den festen Lagern um den Unterschied 8,5 — 6,9 = 1,6 mm gehoben, sodaß also das Ausdrehen ohne Hindernis erfolgen kann. In diesem Zustand erhält jedes der paarweise angeordneten Laufäder nur die halbe Last; ihre gleichmäßige Belastung ist dadurch gesichert, daß je zwei durch einen gemeinschaftlichen Träger verbunden sind, der balanzierartig unter dem Laufradträger angehängt ist. Für die Stützung bei geöffneter Brücke liegen also völlig einwandfreie Verhältnisse vor. Am Endquerträger befinden sich gußeiserne Ballaststücke von 4,22 t Gewicht, welche einseitiger, senkrechter Windbelastung von 25 kg/qm das Gleichgewicht halten. Gußeiserne Stützrollen S (Abb. 10) über dem Laufkranz bieten die erforderliche Sicherheit gegen seitliches Kippen. In der Abbildung sieht man, wie die Steifigkeit der Auflagerplatte am Königstuhl durch deren Anschluß an den wagrechten Verband bewirkt ist, damit Schwankungen beim Drehen vermieden werden.

Gegenüber der eigentlichen Schwedler'schen Bauweise kennzeichnet sich der Fortschritt dieser Anordnung dadurch, daß

1. die erforderliche Senkung des Brückenendes wesentlich verringert ist, da die Durchbiegung des Querträgers des Königstuhles ohne Einfluß bleibt;
2. die Drehpfeiler bei der Größtbelastung genau zentrisch beansprucht werden;
3. die Drehpfeiler mit geringstem Materialaufwand kreisrund angeordnet werden können.

Statische Berechnung. Bezüglich der Annahmen für die Belastung und Beanspruchungen, sowie aller Einzelheiten der statischen Berechnung sei hier auf die eingehende Veröffentlichung des Verfassers in der Zeitschrift des Vereins D. Ing. verwiesen. Es sei hier nur kurz Folgendes erwähnt:

Die Hauptträger bilden ein dreifach statisch unbestimmtes System. Als statisch unbestimmte Größen sind der Horizontalzug der Kette von

je einem Brückenflügel X_B bzw. X_D (Abb. 547) und die Querkraft im Mittelgelenk X_C in der Berechnung angesehen. Unter Voraussetzung starrer Auflager ist die wirkliche Stabkraft bei einem beliebigen Belastungszustand

$$S = S_0 + S_B X_B + S_C X_C + S_D X_D,$$

worin S_0 die Stabkraft im statisch bestimmten Hauptsystem,

S_B " " " " " für den Zustand $X_B = 1$,

S_C " " " " " " " " " " $X_C = 1$,

S_D " " " " " " " " " " $X_D = 1$ bedeutet.

Die Einflußlinien für X_C , X_B und X_D sind unter Bezugnahme auf den Maxwell'schen Satz (Müller-Breslau, Neuere Methoden der Festigkeits-

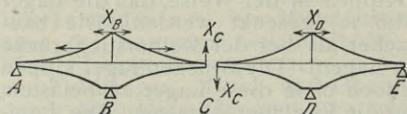


Abb. 547. Statisch unbestimmte Kräfte.
Brücke im geschlossenen Zustand.

lehre) ermittelt, indem für den Zustand $X = 1$ die Biegelinie mit Hilfe von zunächst überschläglich ermittelten Stabquerschnitten konstruiert ist. Biegungs- und Einflußlinie sind einander ähnlich. Die Werte X_B , X_C und X_D sind unmittelbar aus den Einflußlinien entnommen. Die Stabkräfte S_B , S_C und S_D gehen aus Kräfteplänen hervor, welche für die Verschiebungslinien benutzt worden sind. Die Ermittlung der Stabkräfte S_0 bei den verschiedenen Knoten $P_m = 1$ t im statisch bestimmten System ist einfacher und nur für die beiden Öffnungen verschieden behandelt. Selbstverständlich sind dann auch die Einflußlinien für die Stützendrücke A und B ermittelt.

Der Einfluß von Wärmeänderungen ist für 30°C . berechnet. Bezeichnet

v_c die senkrechte Verschiebung des Punktes C,

α den Ausdehnungskoeffizienten für Flußeisen,

t die Anzahl der Grade Celsius,

S_1 die Stabkraft im statisch unbestimmten System infolge einer Einzellast $P_c = 1$ t ,

s die Stablänge in cm,

so ist die Arbeitsgleichung für den Punkt C: $v_c = \alpha t \sum S_1 s$.

Dieser Wert ergibt sich mit Hilfe der bereits bekannten S_1 zu

$$v_c = 8,42 \text{ cm.}$$

Da zu erwarten ist, daß beide Flügel gleichzeitig von der Sonne bestrahlt werden, so hat dieser Wärmezustand keinen wesentlichen Einfluß auf die inneren Spannungen, kommt vielmehr nur für die erforderliche Kippbewegung in Betracht. Es können bei Erwärmung der Kette und des Obergurtes lediglich kleine Biegungsspannungen im Untergurt und bei Erwärmung des Untergurtes ebenso unbedeutende Biegungskräfte in Kette und Obergurt auftreten.

Ueber den Einfluß senkrechter Stützenverschiebungen ist noch Folgendes zu merken: Bei unbelasteter und symmetrisch belasteter Brücke sowie bei einer zum Punkte C vollkommen symmetrischen Senkung der Stützpunkte ist die Querkraft $X_C = 0$. Als unsymmetrische Stützensenkungen sind jedoch drei Fälle möglich:

1. Senkung eines Drehpfeilers B bzw. D,
2. " " Endpfeilers A bzw. E,
3. " " zweier Pfeiler, eines Drehpfeilers B und eines Endpfeilers E. Der letzte Fall ist der ungünstigste.

Die Bremskräfte sind für die Hauptträger von geringem Einfluß und aus der Formel

$$Pl = \frac{Q}{2g} (v_1^2 - v_2^2) - 0,001 w_0 Q l \pm \frac{I}{n} Q l$$

(vergl. „Hütte“ XIX. Aufl. Bd. II S. 628) entwickelt, worin bedeutet

$v_1 = 1,67 \text{ m/Sek.}$ die vorhandene Geschwindigkeit,
 $v_2 = 0$ die Geschwindigkeit nach dem Bremsen,
 $w_0 = 15 \text{ kg}$ auf 1 t Wagengewicht den Widerstandskoeffizienten bei wagrechter Bahn,

$l = 2 \text{ m}$ den Bremsweg, $\frac{I}{n} = \frac{I}{34}$ das Steigungsverhältnis.

Danach ist die Bremskraft $P = 685 \text{ kg}$ für einen 8 t -Wagen. Die Bremskräfte werden durch einen besonderen Verband nach dem Drehpfeiler übertragen und erzeugen ein Drehmoment in den Hauptträgern, welches in A einen nach oben gerichteten Auflagerdruck hervorruft, der fast sämtliche Stäbe im entgegengesetzten Sinne wie die Verkehrslast beansprucht, also nicht weiter in Frage kommt.

Während in der oben skizzierten Weise die Hauptträger für die Brücke im geschlossenen Zustand für alle denkbaren Belastungsfälle untersucht worden sind, ist auch die Brücke im geöffneten Zustand einer genauen Berechnung unterzogen. Die geöffnete Brücke ruht theoretisch in drei Punkten auf, vergl. Abb. 548, in dem Königstuhl K und den beiden Laufradpaaren L . Der Königstuhl ist im geometrischen Mittelpunkt des Brückenflügels angebracht. Bei windstillem Wetter oder gleichmäßig wirkendem Winddruck ist im geschlossenen Zustande die Brücke vollständig ausbalanciert, und die Laufradbrücke sind gleich null.

Aus den Knotenlasten für Eigengewicht ergibt sich die Belastung des Königstuhles $K_1 = 265,1 \text{ t}$. Die Brücke ist aber so konstruiert, daß für den Arm BC bzw. CD ein senkrechter Windüberdruck von 25 kg/qm aufgenommen werden kann. In den Punkten A bzw. E ist mit Rücksicht hier-

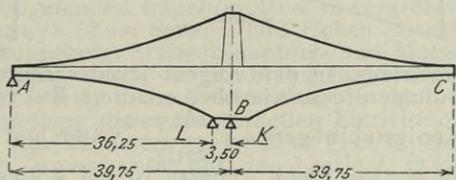


Abb. 548. Stützung der Brücke im geöffneten Zustand.

auf für jeden Hauptträger ein Gegengewicht von $Q = 2,11 \text{ t}$ erforderlich, wodurch sich bei Fortfall des Windüberdruckes ein Druck von $L = 24 \text{ t}$ für ein Laufradpaar ergibt. Der gewöhnliche Druck im Königstuhl beträgt dann $K = 265,5 + 2(2,11 - 24,0) = 221,7 \text{ t}$.

Im ausgeschwenkten Zustande sind die Hauptträger einfach statisch unbestimmt. Der überall gleiche wagrechte Zug im Hängegurt ist nach

der Gleichung $X_B = -\frac{\sum S_0 S_B \rho}{\sum S_B^2 \rho}$ zu $54,967 \text{ t}$ bestimmt.

Die Stabkräfte S_0 des statisch bestimmten Hauptsystems sind mit Hilfe eines Kräfteplanes, die Stabkräfte S_B für $X_b = 1 \text{ t}$ bei früherer Gelegenheit gefunden.

Die gesamten Spannkkräfte durch die senkrechten Lasten sind in Zahlentafeln übersichtlich zusammengestellt und die erforderlichen Querschnitte für eine Beanspruchung von 1050 bzw. 1200 kg qcm für geschlossene bzw. geöffnete Brücke beim Zusammentreffen der ungünstigsten Belastungsfälle ermittelt. Auch die Einflüsse der wagrechten Windkräfte und der dynamischen Wirkungen beim Drehen der Brücke sind in diesen Tafeln aufgeführt. Die Zusammenstellung verschiedener Belastungsfälle hat gezeigt, daß für die Querschnittsbemessung der Stäbe immer nur die geschlossene Brücke maßgebend ist.

Die Durchbiegungen der Hauptträger sind wegen der langen Kragarme naturgemäß verhältnismäßig groß. Die rechnerisch bestimmte Hebung bzw. Senkung des Scheitelpunktes C von $8,42 \text{ cm}$ infolge ungleichmäßiger Erwärmung dürfte aber in Wirklichkeit kaum auftreten, da der angenommene Wärme-Unterschied von 30° C . fast dem Doppelten des erfahrungsgemäßen Wertes entspricht. Die Durchbiegungen infolge Eigengewicht sollen durch entsprechende Ueberhöhung der Hauptträger aufgehoben werden.

Die Durchbiegungen für Eigengewicht und Verkehrslast sind mit Hilfe eines Verschiebungsplanes für die Einsenkung in C für $P_e = 1 \text{ t}$ gefunden, welche $0,0667 \text{ dm}$ beträgt. Wegen des Kräfteanschlusses im Punkte C hat die Einflußlinie für die Einsenkung des Punktes in der Mitte den Wert $\frac{1}{2} \cdot 0,0667 = 0,0333 \text{ dm}$. Die Werte für die Durchbiegung des Scheitelpunktes C sind für Eigengewicht $c^0 = 0,39 \text{ dm}$ und für die Verkehrslast $c = 0,76 \text{ dm}$.

Bei der für die Anordnung der Stützung wichtigen Berechnung des Hubweges der Brückenenden waren folgende Punkte zu berücksichtigen:

1. Die Laufräder haben bei geschlossener Brücke 3 mm Spiel. Bis die Laufräder den Laufkranz ohne Druck berühren, ist also, Abb. 549, eine Senkung der Punkte A um $\frac{3 \cdot 39,75}{3,5} = 34 \text{ mm}$ erforderlich.

2. Die Einbiegung des Königstuhlträgers beträgt bei geschlossener Brücke $9,4 \text{ mm}$, entsprechend einem Auflagerdruck $B = 265,5 \text{ t}$ infolge Eigen-

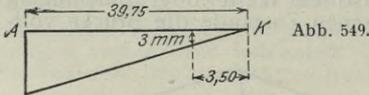


Abb. 549.

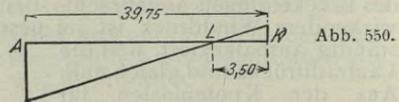


Abb. 550.

gewichtes. In dem Augenblick des Aufsetzens der Laufräder beträgt der Auflagerdruck, wie oben erläutert, $B = 221,7 \text{ t}$, mithin die Einbiegung des Königstuhlträgers $9,4 \cdot \frac{265,5}{221,7} = 7,8 \text{ mm}$ und die Lüftung des festen Lagers B $9,4 - 7,8 = 1,6 \text{ mm}$. Hierzu ist bei A eine Senkung von

$$1,6 \cdot \frac{39,75 - 3,50}{3,50} = 16,6 \text{ mm} \text{ erforderlich, Abb. 550.}$$

3. Wegen der zu 2 mm gerechneten Nachgiebigkeit der Laufräder ist ferner bei A eine Senkung $2 \cdot \frac{39,75}{3,50} = 22,7 \text{ mm}$ nötig.

4. Durch das Gegengewicht von $2,11 \text{ t}$ wird bei A eine Senkung von $\frac{1}{2} \cdot 6,67 \cdot 2,11 = 7,1 \text{ mm}$ erzeugt.

5. Für ungleichmäßige Erwärmung der Hauptträger um 15° C . sind $\frac{1}{2} \cdot 42 = 21 \text{ mm}$ Einsenkung aufzuheben.

Der Gesamthubweg im ungünstigen Falle beträgt somit:

$34,0 + 7,8 + 16,6 + 22,7 + 7,1 + 21 = 101,4 \text{ mm}$ oder rd. 100 mm , ein Maß, das für solche Spannweiten als äußerst gering bezeichnet werden muß.

Die auf die Brücke wirkenden wagrechten Windkräfte werden von einem in der Untergurtebene liegenden Windverband aufgenommen, der sowohl für geöffnete wie für geschlossene Brücke berechnet ist. Für den ersten Fall, geschlossene Brücke, liegt in statischer Hinsicht wieder ein Mittelgelenkbalken auf vier Stützen vor. Da jede Hälfte für sich statisch bestimmt ist, so ist das ganze Tragwerk wegen des vorhandenen Mittelgelenkes C nur einfach statisch unbestimmt. Es zeigte sich bei der Querschnittbestimmung der Füllungsglieder, daß die mit 150 kg/qm Winddruck belastete Brücke mit Verkehrsband stets größere Spannkkräfte ergab als die mit 250 kg/qm Winddruck belastete Brücke ohne Verkehr.

Bei geöffneter Brücke kommen außer Windkräften infolge von 200 kg/qm Winddruck für die Stabkräfte bei großen, sich schnell drehenden Brücken die dynamischen Kräfte infolge von Massenträgheit beim Drehen besonders in Betracht. Falls nämlich die Bremse aus irgend einem Anlaß nicht in Tätigkeit tritt, ist die ganze dem Brückenflügel innewohnende Kraft durch plötzliches Zusammentreffen mit der Pufferfeder in wenigen Sekunden zu vernichten. Die Brücke kann dann nur so weit über ihre Endstellung hinaus ausschwenken, wie es die Elastizität der Pufferfeder zuläßt. Die dem Tragwerk innewohnenden Kräfte sind als Einzellasten in den Knotenpunkten des Flachverbandes angreifend gedacht. Nach Ermittlung dieser Einzellasten und Auflagerdrücke sind die Spannkkräfte bestimmt worden.

Der Weg am Puffer ist zu $0,2 \text{ m}$ und die Winkelgeschwindigkeit zu $0,0141 \text{ m/Sek.}$ festgesetzt. Es ergibt sich die Stützkraft im Königstuhl bzw. in der Pufferfeder zu 14 t .

Bei der Querschnitts-Bestimmung der Füllungsglieder des Flachverbandes waren die dynamischen Kräfte zum Teil maßgebend; auf die Untergurtstäbe des Hauptträgers verschwindet ihr Einfluß.

Bewegungs-Einrichtungen. Die Hubvorrichtung an den Brücken-Enden ist in der Abb. 12 Taf. XI dargestellt. Sie ist hier in den Landpfeilern in leicht zugänglicher Weise eingebaut, im Gegensatz zu der Herren-Brücke bei Lübeck (s. Z. d. V. D. I. 1906 S. 1092/93, Abb. 9 und 11), wo sich das Hubwerk im Tragwerk befindet, und besteht aus einem Hubwerk mit den erforderlichen Antriebsvorrichtungen und Vorgelegen. Das Hubwerk enthält eine Spindel H mit rechts- und linksseitigem Gewinde von 94 mm Kerndurchmesser, auf der beim Heben der Brücke infolge Eigenlast ein Druck von $2,1 \text{ t}$ lastet. Da die Spindeln hier aber auch die beweglichen Lager an den Hauptträgern tragen müssen, so vergrößert sich die Last bei Verkehr auf $41,7 \text{ t}$. Zum Senken und Heben dienen Zahnradervorgelege, eine Reibkuppelung, Schneckenantrieb und Motor. Motor und Schneckenantrieb können durch die Reibkuppelung ausgeschaltet werden, die auch gleichzeitig einer Ueberlastung des Motors vorbeugt. Die eingehende Darstellung dieser maschinellen Einrichtung findet sich in der Abhandlung des Verfassers in der Z. d. V. D. I. Der gesamte Hubweg beträgt 100 mm , wovon 11 mm auf den Leerlauf, 37 mm auf die Ueberwindung der elastischen Durchbiegung und 52 mm auf die eigentliche Hubarbeit entfallen. Die Zeitdauer ist zu 30 Sek. festgesetzt, die Leistung des Motors zu $1,3 \text{ PS}$ bei 830 Uml.-Min. berechnet. Als Notbehelf ist ein Handantrieb vorgesehen, bei dem mittels eines Steck-Schlüssels zwei Mann die Hubarbeit in 73 Sek. bzw. einer in 146 Sek. leistet.

Die Drehvorrichtung ist bezüglich der maschinellen Einzelheiten gleichfalls in oben erwähnter Abhandlung dargestellt. Der Königstuhl K (s. Abb. 9 Taf. XI) erhält beim Drehen eine Belastung von $202,67 \text{ t}$. Das Drehen erfolgt durch Eingreifen eines am Ueberbau eingebauten Zahnrades in den auf dem Rande des Pfeilers befestigten Zahnkranz und wird durch einen Drehstrommotor bewirkt, welcher mit dem Vorgelege auf der Plattform zwischen Pfeiler und Fahrbahn im Tragwerk angebracht ist. Alle empfindlichen Teile sind gegen schädliche Witterungseinflüsse eingekapselt. Auch hier dient die Reibkuppelung zum Ausschalten des Motors, der zum Stehen gebracht werden kann, wenn die Brücke mittels Handantriebes gedreht werden soll, und anderseits vor Ueberlastung geschützt ist. Die Ausschaltung kann durch einen Hebel von der Fahrbahn aus erfolgen. Der Strom wird dem festen Drehpfeiler der beweglichen Brücke durch ein biegsames Kabel zugeführt.

Der Drehzapfen aus gehärtetem Gußstahl hat 350 mm Durchm. und erhält bei normaler Belastung 211 kg/qcm Druck; falls 25 kg/qm Winddruck senkrecht auf den inneren Brückenarm wirken, würde sich eine Steigerung auf 287 kg/qcm ergeben.

Die Widerstände gegen die Drehung setzen sich zusammen:
 1. aus den Massenwiderständen, wobei das Eigengewicht auf die Querträger gleichmäßig verteilt angenommen ist. Das Trägheitsmoment ist zu $13\,846,25 \text{ mt/Sek.}^2$ gerechnet. Da eine Schwenkung um 90° 90 Sek. dauern und die Beschleunigungs- und Verzögerungsdauer je 10 Sek. betragen soll, so ist das Drehmoment zur Ueberwindung der Masseinheit

$$M_1 = \frac{13\,846\,250 \cdot 0,0146}{10} = 20\,200 \text{ mkg},$$

wobei $0,0146 \text{ m/Sek.}$ die Drehgeschwindigkeit, gemessen auf dem Kreisbogen $r = 1$, ist;

2. aus einseitigem Winddruck von 10 kg/qm , durch den ein Moment $M_2 = 17\,600 \text{ mkg}$ der Drehbewegung entgegenwirkt;

3. aus dem Widerstand infolge der Drehzapfenreibung nach der Formel

$$M_3 = \mu P R \frac{\sin^2 \alpha}{\alpha + \sin \alpha \cos \alpha}$$

zu 2760 kgm bestimmt, bei einer Reibungszahl $\mu = 0,15$ und einer nach $R = 415 \text{ mm}$ und $\alpha = 25^\circ$ geformten Kugelkalotte;

4. aus der Reibung durch die Laufräder mit 12 t Belastung zu

$$44 \cdot \frac{(4 \cdot 12\,000 \cdot 0,06) + (4 \cdot 12\,000 \cdot 0,15 \cdot 5,5)}{50} = 3738 \text{ mkg}.$$

Der Gesamtwiderstand beträgt also $44\,312 \text{ mkg}$ und bei einem außer-

gewöhnlichen einseitigen Winddruck von 30 kg/qm $79\,540 \text{ mkg}$. Bei diesem Windangriff sollen die Triebwerkteile nicht überlastet werden. Die in der Schneckenwelle bei Wind von 30 kg/qm in einem Brückenarm erforderliche Motorleistung beträgt $37,7 \text{ PS}$ bei 1230 Uml./Min. Der Handantrieb wird durch zwei Mann in 10 Minuten bewirkt.

Am Endquerträger ist eine selbsttätige Puffervorrichtung angebracht, um die lebendige Kraft beim Einfahren der Brücke aufzunehmen und mittels eines Riegels je der Widerlager zu leiten, wodurch gleichzeitig die Achsen der beiden Brückenflügel ausgerichtet werden. Beim Anheben der Brückenenden setzen sich diese fest gegen die zur Aufnahme der negativen Auflagerkräfte dienenden Verankerungsplatten, Abb. 11 und 12, Taf. XI, wodurch die Ueberleitung der wagrechten Kräfte in den Endpfeiler gesichert ist. Gleichzeitig wird beim Anheben der Enden aber auch durch einen auf einen Hebel r_1 , Abb. 551 und 552, und ein damit verbundenes Gasrohrgestänge wirkenden Anschlag a am Widerlager (Abb. 15 und 16, Taf. XI) ein Riegel r_2 (Abb. 8, Taf. XI) in der Brückenmitte vorgeschoben, wodurch eine gegenseitige wagrechte Verschiebung auch der Flügelenden in Brückenmitte verhindert wird.

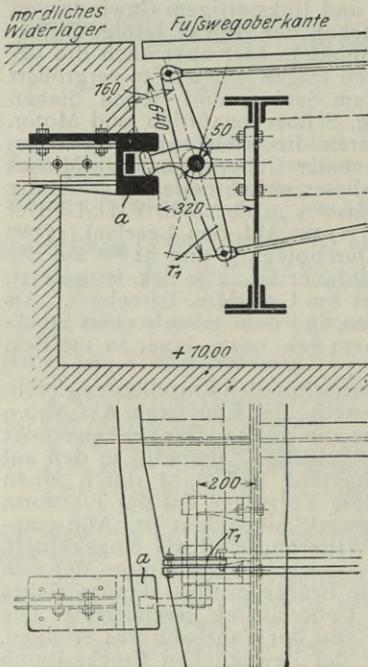


Abb. 551 und 552. Verriegelung am Brückenende (s. Abb. 15 Taf. XI).

Zum Abschluß der Brückeneinfahrten bei geöffneter Brücke sind Schlagbäume mit Hängegittern angeordnet, die derartig von der elek-

trischen Anlaßvorrichtung des Kippmotors und von der Brücke abhängig gemacht sind, daß einerseits der Kippmotor nicht eingeschaltet werden kann, bevor die Schranken geschlossen sind, anderseits die Schranken nicht geöffnet werden können, bevor nicht beide Brückenflügel für den Straßenverkehr gebrauchsfähig sind. Die Abschlußschranken sind selbsttätig verriegelt, um ein unbefugtes Öffnen zu verhindern.

Die gesamte Bedienung erfolgt von der Fahrbahn aus, und zwar sind die Steuervorrichtungen in einem Felde des Hauptträgers untergebracht, von wo aus der Brückenwärter Fahrwasser und Straße übersieht.

Die erforderlichen Zeiten zur Ausführung der ganzen Bewegungen setzen sich wie folgt zusammen, wobei die für die Durchfahrt der Fahrzeuge erforderliche Zeit selbstverständlich nicht mit in Rechnung gesetzt ist. Im Betriebe haben sich diese Annahmen im allgemeinen bestätigt; das Heben der Brückenenden dauert jedoch 45 Sek.

1. Senken der landseitigen Brückenenden	30 Sek.
2. Wechsel der Steuergriffe	10 "
3. Schwenken der Brücken um 90°	90 "
4. Durchfahrt der Fahrzeuge	— "
5. Eindrehen der Brücke	90 "
6. Wechsel der Steuergriffe	10 "
7. Heben der landseitigen Brückenenden	30 "
8. Zuschlag für unvorhergesehenen Aufenthalt	30 "

Die einmalige Ausschwenkung der Brücke erfordert 1,5 KW-Std.; da 1 KW-Std. 8,5 Pf. kostet, betragen die Bewegungskosten nur 0,13 M. Bei der hohen Lage des Brückenscheitels wird die Drehung nur verhältnismäßig selten für den Durchlaß der Kriegsschiffe nach den neuen Hafenanlagen erforderlich. —

3. Drehbrücken mit völliger Stützung auf den Drehzapfen bei der Drehung.

Die nachstehenden beiden Beispiele gehören zu dieser Gattung von Drehbrücken. Der Drehzapfen hat die gesammte senkrechte Last dabei zu tragen. Für Seitenkräfte sind besondere Lager vorhanden, welche wagrechte Stützdrucke erhalten. Ihre Bauart wird durch die vorgeführten Beispiele völlig klargelegt.

a. Drehbrücke im Lübecker Hafen. Die an der Wall-Halbinsel¹⁾ im Hafen zu Lübeck erbaute Drehbrücke über einer Durchfahrt von 14^m Breite wird im ganzen durch einen Hubkolben 150^{mm} gehoben (s. Abb. 553 u. 554), wodurch die Auflagerstützen aus ihren Schuhen heraustreten und seitlich darüber hinweggleiten können. Dieser Hubzylinder steht auf einer gußeisernen Sohlplatte über dem Drehpfeiler. In ihm bewegt sich der Hubkolben, welcher den Brückenkörper unmittelbar trägt. Der Kolbendurchmesser beträgt 1200^{mm}, um die 350t betragende Brückenlast, unter Berücksichtigung der noch durch Wind und Schnee hervorgerufenen Belastungen, bei 50 Atm. Wasserdruck zu tragen. Der nach oben verbreiterte Hubkolben ist also eine Art Stützpyramide, welche an ihrem oberen Rande geführt wird. Diese Führung besteht aus einem starken Stahlgußring, der in seiner Höhenlage durch einen umschließenden, mit dem Mauerwerk fest verankerten, gußeisernen Sohlplattenkranz festgehalten wird. Dieser Ring ist von einem Druckrollenkranz umgeben, dessen äußere Rollenbahn eine sauber gedrehte Fläche der Sohlenplatte bildet, welche die ganzen Seitenkräfte aus Wind usw. aufnimmt. Der stählerne Führungsring ist durch Nut- und Federkeil mit dem Hubkolben gekuppelt, sodaß er zwar an der Drehbewegung des Kolbens teilnehmen muß, aber dessen Bewegung in der Achse nicht mitmacht. Unterhalb des Führungsringes hängt mittels starken Bolzens ein Ring, um den eine Gelenkkette geschlungen ist, an

¹⁾ Näheres siehe Z. d. V. D. I. 1897, Seite 1017.

welcher die Zugstangen zweier hydraulischer Pressen angreifen. Auch der Führungsring ist mit dem Kolbenkopf durch Nut und Feder verbunden, sodaß der Kolbenkopf gezwungen wird, an der Drehung teilzunehmen.

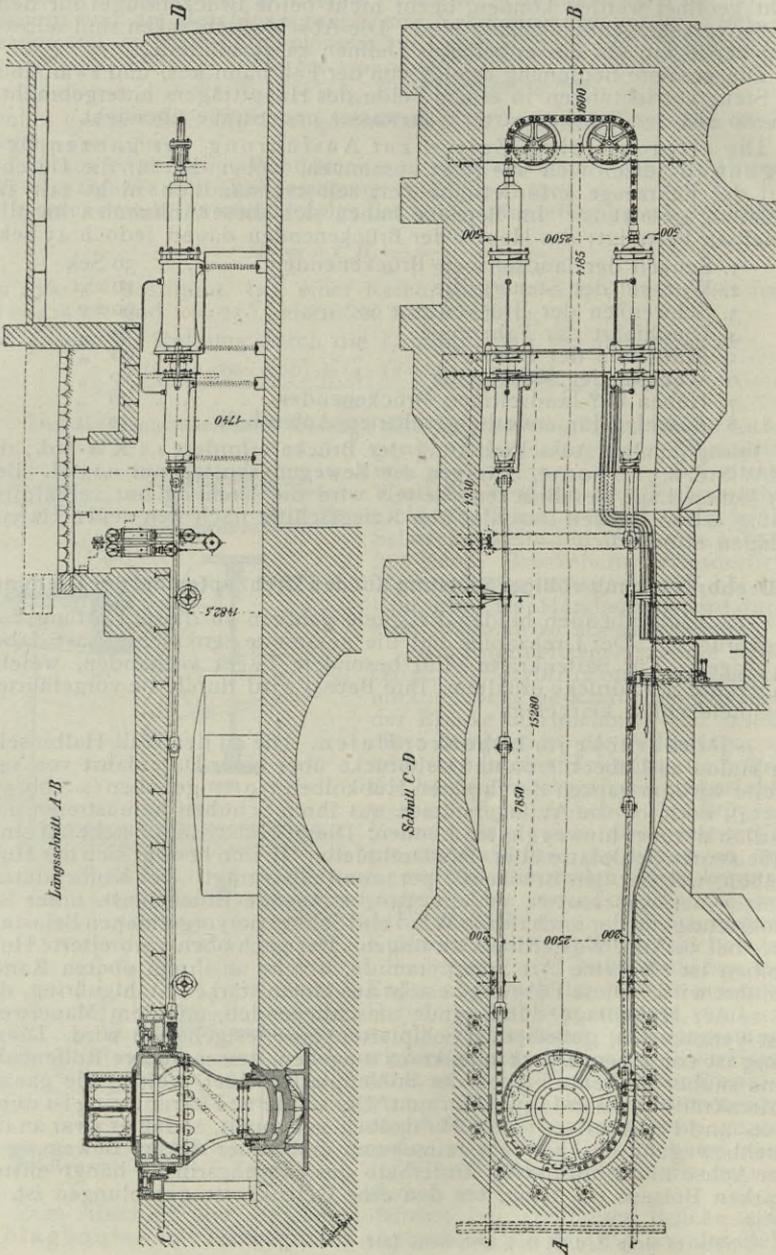


Abb. 553 und 554. Drehbrücke im neuen Hafen zu Lübeck. Bewegungseinrichtung. Nach Z. V. D. I. 1897 S. 1018.

Die nach hinten austretenden Kolben der hydraulischen Presse sind mit einander verbunden; die beiden Pressen bewegen sich infolgedessen zwangsläufig zueinander.

Das zum Betriebe der Drehbrücke erforderliche Druckwasser wird durch eine Pumpenanlage erzeugt, die sich in unmittelbarer Nähe der Brücke befindet und gleichzeitig zum Betriebe der in der Nähe befindlichen hydraulischen Krane und sonstigen Apparate dient. Für die Zeit, in der keine Schifffahrt, also auch kein Kranverkehr vorhanden ist, sind noch kleinere Pumpen aufgestellt, die durch das Druckwasser der städtischen Wasserleitung betrieben werden können. Da sich jedoch dieser Betrieb als zu kostspielig erwiesen hat, ist der Antrieb durch Petroleummotor ersetzt worden. Das Druckwasser wird in zwei Akkumulatoren von 395^{mm} Stempeldurchmesser und 7400^{mm} Hub aufgespeichert. Der Inhalt der Akkumulatoren reicht für zwei volle Auf- und Zudrehungen der Brücke aus.

§. Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg. Die zweigeschossige Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg¹⁾, Abb. 555 u. 556, ist bereits auf S. 31 durch Abb. 26 im Querschnitt angegeben und erwähnt. Sie überdeckt zwei Durchfahrten für die Schifffahrt von je 14,6^m lichter Weite und überführt vier Eisenbahngleise — der Schalldämpfung wegen im Kiesbett — 4,4^m hoch auf der im Untergeschoß befindlichen Straße. Sie ist nach der von Wittfeld erdachten Bauweise durch die Brückenbauanstalt Harkort und bezüglich der Maschinenanlage durch die Firma Schwartzkopf in Berlin, unter Leitung von Merling 1903/4 erbaut und gehört in jeder Richtung zu einem der hervorragendsten Beispiele einer durchweg neuzeitlichen Drehbrücken-Konstruktion.

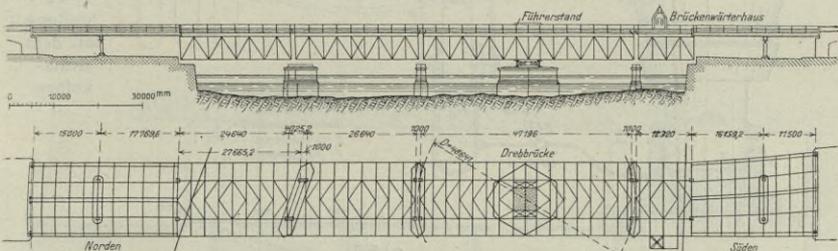


Abb. 555 und 556. Eisenbahn- und Straßen-Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg. (Querschnitt Abb. 26 S. 31.)

Die eisernen Ueberbauten sind mit Rücksicht auf die gewaltigen Lasten, welche sie durch den Verkehr zu tragen haben, sehr schwer. Die eisernen Hauptträger sind Parallelträger mit Strebenfachwerk, Querträger sind in etwa 3^m Abstand angeordnet. Die obere Fahrbahn hat eine Breite von 16,2^m, die untere Fahrstraße 7,0 + 2 · 3,60 = 14,20^m nebst beiderseitigen Fußwegen. Die Zwischenpfosten, welche nur Querträgerlasten zu übertragen haben, sind mit den oberen und unteren Querträgern zu steifen Vollrahmen verbunden. Besondere Windverbände sind in der oberen Fahrbahn nicht angeordnet. Die Wind- und sonstigen Seitenkräfte werden durch die steifen Querrahmen in die untere Fahrbahnebene geleitet, wo starke wagrechte Windverbände angeordnet sind. Diese sind auch so stark, daß sie in stände sind, einen am Brückenende wirkenden Pufferdruck von 10,7^t nach dem Drehpfeiler zu übertragen.

Die etwa 1000^t wiegende Brücke wird ausschließlich durch Hebung des Drehzapfens aus den Lagern gehoben. Dieser ist 1,5^m unter der Hafensohle bzw. 6,5^m unter dem mittleren Wasserstand angeordnet und zwar in dieser beträchtlichen Tiefe, um dem Kippmoment einen möglichst

¹⁾ s. Merling Z. f. B. 1908.

großen Hebelarm für die wagrechten Widerstände entgegenzusetzen und diese wagrechten Stützkräfte, welche von dem Drehpfeiler aufzunehmen sind, möglichst klein zu machen. In dem Drehpfeiler ist zur Aufnahme des Drehzapfens und dieser Stützvorrichtungen ein Schacht (s. Abb. 457 S. 433) von einem Durchmesser von 7,60^m und einer Tiefe von 8,5^m angeordnet. Auf das Betonbett zwischen den Spundwänden ist nämlich ein offener Blechzylinder gesetzt und die Wände dieses Schachtes zwischen Spundwand und Zylinder als Ringmauer sind mit Beton ausgefüllt, nach dessen Erhärtung das Wasser aus dem Inneren des Blechzylinders zur Trockenlegung der Drehpfeilerkammer ausgepumpt und durch besonders widerstandsfähiges Ringmauerwerk innen völlig abgedichtet wurde. Die Drehzapfengrundplatte ruht auf einem Granitwerkstein von 2,6 · 2,6^m im Geviert und 0,70^m Stärke. Das Wasser, das bei Sturmflut in die Kammer dringen kann, soll durch besondere Kreiselpumpen entfernt werden.

Die vorstehend erläuterte Arbeitskammer dient nun zur Aufnahme einer Stützpyramide über dem Drehzapfen, deren obere Seitenlängen 5^m

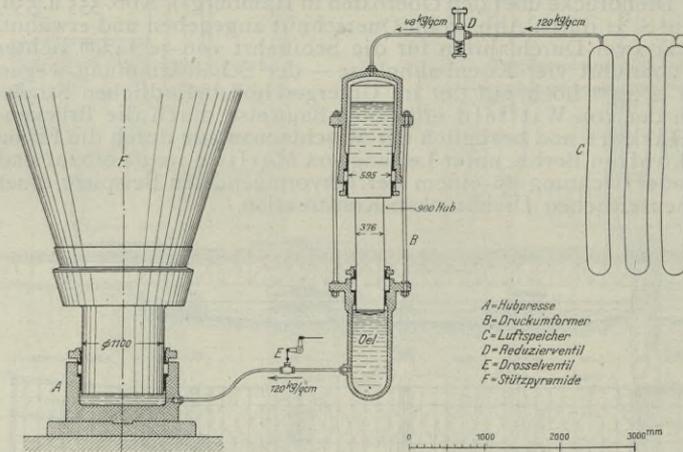
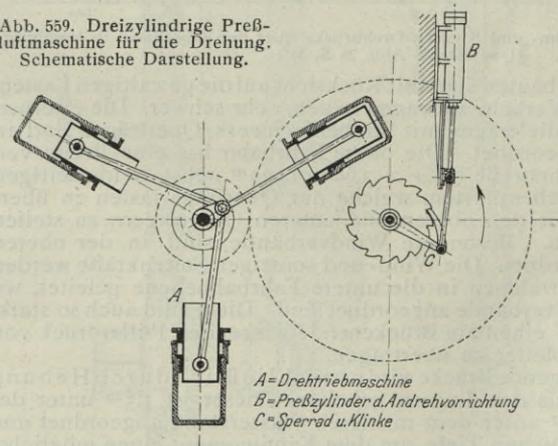


Abb. 558.
Preßluft-
pumpe und
Luftspeicher
in Ver-
bindung
mit dem
Stütz-
kolben.

Abb. 559. Dreizylindrige Preß-
luftmaschine für die Drehung.
Schematische Darstellung.



A = Drehtriebsmaschine
B = Preßzylinder d. Andrehvorrichtung
C = Sperrrad u. Klinken

betragen und die sich an die Brückenkonstruktion anschließt und unten einen Kolben trägt. Die Stützpyramide A ist wasserdicht genietet und schließt sich wasserdicht an den Hubkolben an. Letzterer hat durch eine kugelförmig bearbeitete Zwischenplatte eine gewisse Beweglichkeit, sodaß er nur senkrechte Kräfte aufzunehmen vermag. Alle seitlichen Kräfte werden,

wie bereits erwähnt, von der Stützpyramide unmittelbar auf den Pfeiler übertragen und zwar erfolgt dies durch in 5,28^m übereinanderliegende Gleit-

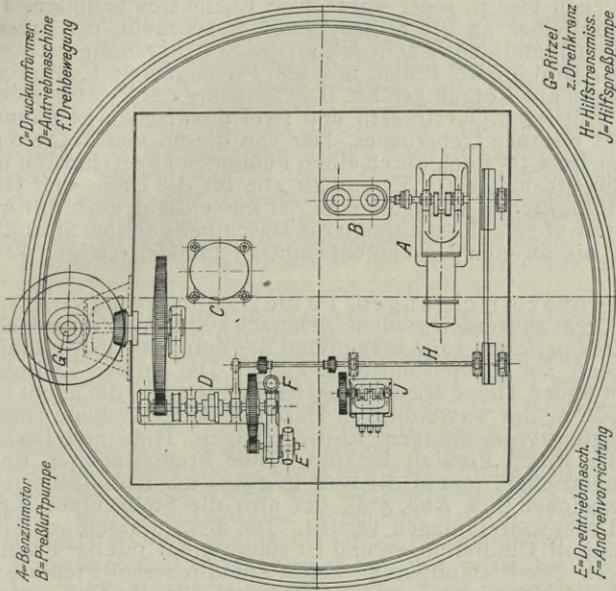
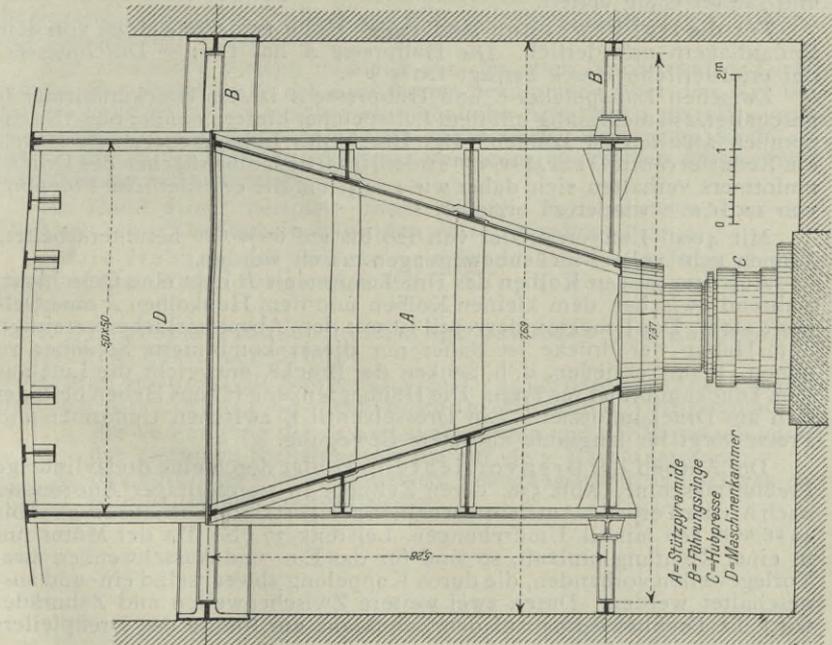


Abb. 557. Kammer im Drehfeiler mit Drehzapfen.

Abb. 560. Antriebsvorrichtung in der Maschinenkammer D.

Drehbrücke über den Oberhafen in Hamburg.



schuhe *B*, von denen vier in jeder wagrechten Ebene sich befinden. Die oberen sind unmittelbar an die Stützpyramide geschraubt, die unteren werden von einem räumlichen Fachwerk an der Stützpyramide getragen. Diese Gleitschuhe sind in zwei festen, mit dem Pfeilmauerwerk verbundenen Führungsringen aus Rotguß geführt. Die Stützung der Pyramide oben erfolgt an zwei mittleren Querträgern und zwei dazwischen gespannten Längsträgern des eisernen Ueberbaues. Der von diesen vier Trägern geschlossene Raum ist 2,5^m hoch durch einen Fußboden abgeschlossen und dient als Maschinenkammer *D*. Er enthält alle für die Dreh- und Hub-Bewegungen erforderlichen Vorrichtungen, ist wasserdicht, auch mit wasserdichten Fenstern abgeschlossen, damit die Maschinen auch bei Sturmflut, wo das Wasser bis an den Maschinenkammer-Fußboden steigen kann, trocken bleiben.

Die Bewegungsvorrichtungen. Da die Drehbrücke nur verhältnismäßig selten gedreht zu werden braucht, demnach genügend Zeit zwischen den einzelnen Drehperioden zur Ansammlung der Betriebskraft vorhanden ist, wurde Preßluft als Antriebsmittel gewählt. Die großen Zwischenpausen gestatten ferner, kleine Maschinensätze aufzustellen, die leicht über der Stützpyramide in der wasserdichten Maschinenkammer Platz finden. Sämtliche Bewegungsvorrichtungen, Entriegelungen, Hub- und Drehbewegungen werden durch Preßluft betätigt. Eine Preßluftpumpe, durch Benzinmotor angetrieben, pumpt die Luft in einen aus Stahlflaschen bestehenden Luftspeicher *C* (s. Abb. 558), der also die Stelle eines Kraftsammlers bei Druckwasseranlagen vertritt. Die Benzinmaschine leistet 12 PS. bei 200 minüt. Umdrehungen und ist unmittelbar mit der Preßluftpumpe gekuppelt. Die Preßluftpumpe liefert stündlich 250^l Preßluft von 120 kg/qcm in den Luftspeicher von 4000^l Inhalt. Die Preßluft arbeitet nicht unmittelbar auf die Arbeitskolben und Ventile, sondern unter Zwischenschaltung einer Oelschicht. Hierdurch wird gutes Dichthalten und sanfter Gang erzielt.

Für die Hubbewegung sind 100^{mm} Höhe zum Freiwerden von den Endauflagern erforderlich. Die Hubpresse *A* hat 1100^{mm} Durchmesser, der erforderliche Druck beträgt 120 kg/qcm.

Zwischen Luftspeicher *C* und Hubpresse *A* ist ein Druckumformer *B* geschaltet, um mehrmalig mit dem Luftspeicher hintereinander ohne Nachpumpen arbeiten zu können. Der Druck des Luftspeichers wird durch ein Reduzierventil *D* auf 48 kg/qcm erniedrigt. Die Kolbenflächen des Druckumformers verhalten sich daher wie 1 : 2,5, um die erforderliche Pressung von 120 kg/qcm wieder zu erzielen.

Mit 4000^l Luftvorrat, der von 120 bis auf 60 kg/qcm herunterarbeitet, können acht volle Brückenbewegungen erzielt werden.

Auf dem großen Kolben des Druckumformers *B* liegt eine Oelschicht, während zwischen dem kleinen Kolben und dem Hubkolben *A* eine Oelsäule steht. Das Druckminderventil ist mit dem Absperrschieber vereinigt. Zum Heben der Brücke ist daher nur dieser kombinierte Schieber zu öffnen. Beim Schließen, d. h. Senken der Brücke, entweicht die Luft aus dem Druckumformer ins Freie. Die Hubbegrenzung für das Heben befindet sich am Druckumformer. Ein Drosselventil *E* zwischen Umformer und Presse sorgt für langsame und stete Bewegung.

Der Antrieb der Drehvorrichtung erfolgt durch eine dreizylindrige Preßluftmaschine, Abb. 559, deren Zylinder in sternförmiger Anordnung nach Art der Torpedo-Antriebsmaschinen gelagert sind. (Betriebsdruck 30 bis 40 kg/qcm, 700 minüt. Umdrehungen, Leistung 37 PS.) Da der Motor nur in einer Richtung umläuft, so sind für das Ein- und Ausschwenken zwei Vorlegewellen vorhanden, die durch Kuppelung abwechselnd ein- und ausgeschaltet werden. Durch zwei weitere Zwischenwellen und Zahnräder wird die Drehbewegung auf den Zahnkranz am Rande des Drehpfeilers übertragen (Abb. 560).

Zur Beschleunigung der Brückenmasse beim Beginn des Drehens ist eine besondere Andrehvorrichtung vorgesehen, die auf die erste Vorlegewelle arbeitet. Mittels Preßzylinders und Kolben wirkt die Kolbenstange durch Sperrklinken auf zwei Sperräder und dreht die Vorlegewelle um ein Stück entsprechend einer Umdrehung der Triebmaschine; alsdann rückt sie selbsttätig aus. Das Anlassen der Andrehvorrichtung, der Triebmaschine, das Kuppeln der Wellen findet in abhängiger Sperrung einer Schaltung von der anderen statt. Das Drehen der Brücke um 90° erfolgt in 75 Sekunden. Das Ausschalten der Dreh-Triebmaschine erfolgt selbsttätig durch Anschläge, die an entsprechender Stelle das Steuergestänge angreifen und dieses in die Abschlußstellung bringen. Im Uebrigen geht die Anordnung der Maschinen in der Arbeitskammer aus der Abb. 560 mit der erläuternden Bezeichnung deutlich hervor.

Die Verriegelung erfolgt nur auf der oberen Fahrbahn. Die Riegel bleiben beim Heben der Brücke noch im Eingriff; beim Einschwenken wird der Riegel wieder eingeschoben, ehe gesenkt wird, damit ein Rückdrehen beim Senken etwa durch einseitigen Wind vermieden wird. Die Riegel werden gleichfalls mittels Zylinder und Kolben durch Preßluft bewegt. Ein Rückmeldegestänge zeigt die Bewegung und Lage der Riegel im Führerhaus an. Dieses ist seitlich in der Mitte der oberen Fahrbahn angeordnet. Sämtliche Bewegungen und Signale sind von diesem Stande zu betätigen. Durch Riegel und Rückmeldegestänge sind die einzelnen Schalter derartig miteinander verbunden, daß die Handhabungen nur in der richtigen Reihenfolge nacheinander vorgenommen werden können.

Schließlich sind Hilfsvorrichtungen vorhanden, um beim Versagen der Druckluftanlage die Brücke, wenn auch wesentlich langsamer, entweder mittels einer Hilfspreßpumpe *J* vom Benzinmotor *A* durch Riemen anzutreiben (s. Abb. 560), oder im Notfalle unmittelbar durch den Benzinmotor oder auch von Hand. Die Zeitdauer im Notbetrieb für eine volle Bewegung beträgt mit Preßluft $4\frac{1}{2}$ Min., mit Benzinmaschine $17\frac{1}{2}$ Min., bei Handbetrieb 2 Stunden.

Von denselben Firmen ist noch vor der oben beschriebenen Drehbrücke eine leider nicht zur Ausführung gekommene über den Nil bei Kairo bearbeitet, bei welcher eine ähnliche Anordnung getroffen war. Der Antrieb der Hebevorrichtungen sollte durch elektrische Kraft erfolgen, die in der Maschinenkammer über dem Drehzapfen durch einen Benzinmotor selbst erzeugt wird.

An Hand dieser Beispiele lassen sich die Fortschritte im Bau von Drehbrücken schließlich in folgenden Sätzen zusammenfassen:

1. Die Hebung der Brücke von ihren Lagern erfolgt durch eine reine Hubbewegung. Eine Kippbewegung wird vermieden.
2. Die gesamte Maschinenanlage befindet sich auf dem beweglichen Teile der Brücke.
3. Man bevorzugt die Anwendung von Druckflüssigkeit als Transmission mit eigener Krafterzeugung. Hierdurch wird erreicht:
 - a. die Vereinigung der gesamten Steuerung und der Verriegelungen der einzelnen Steuerungsorgane auf dem Maschinenstand;
 - b. das Fortfallen von unbequemen, unzugänglichen und schwer zu unterhaltenden Transmissionen.

IV. Zug- und Klapp-Brücken.

a. Allgemeines.

Zug- und Klappbrücken sind Brücken mit wagrechter Drehachse. Diese kann entweder am Ende des beweglichen Ueberbaues oder an einer mittleren Stelle liegen (s. Abb. 561, S. 437 und Abb. 575, S. 443). Im ersteren Falle wird der Ueberbau an dem der Achse gegenüberliegenden Ende mittels Seil- oder Kettenzug beim Öffnen gehoben, um die Drehachse aufgeklappt und erforderlichenfalls zur völligen Freigabe der Öffnung in eine senkrechte Lage gebracht. Da die Hebung mittels Zug erfolgt, nennt man diese Brücken Zugbrücken, sie werden aufgezogen. Bei der zweiten Art haben wir es mit den Klapp- oder Wippbrücken zu tun. Die Drehachse liegt inmitten des Ueberbaues oder der Ueberbau bezw. dessen Hauptträger haben über die Drehachse hinaus Verlängerungen, sogenannte Sackbalken. Um die Brücke zu öffnen, werden diese nach unten gedrückt. Der Ueberbau wippt um die Drehachse und kann meist nicht ganz in die senkrechte Lage gebracht werden. Brücken mit mehreren wagrechten Drehachsen nennt man Faltbrücken (s. Abb. 565, S. 437).

Bezüglich der allgemeinen Anordnung der Brücken gibt es einfache und doppelte Brücken bezw. ein- oder zweiflüglige Bauarten in derselben Art wie bereits bei den Roll- oder Drehbrücken angegeben. Die Doppelbrücken bilden bei den Zug- und Klappbrücken die Regel, während sie bei den anderen Brückenarten seltener vorkommen.

In statischer Beziehung sind bei den Doppelbrücken, wie auch bei den Drehbrücken hervorgehoben, folgende Fälle zu berücksichtigen: 1. Die Verriegelung hat bei den älteren Bauarten nur den Zweck, die beiden Teile an der Stoßstelle derart zu verbinden, daß ein willkürliches Öffnen nicht stattfinden kann, bezw. auch eine seitliche Verschiebung der freien Enden zu verhindern; in zweiter Linie erst hat sie die Aufgabe, die Durchbiegungen bei Belastung der Mitte nach Möglichkeit auf beide Teile zu übertragen. Da letzteres jedoch in statischem Sinne nur ganz unvollkommen oder in ganz unzuverlässiger Weise stattfindet, so muß die Berechnung derartiger Konstruktionen sich auf die Annahme gründen, als ob sich hier ein freier Stoß befände. Die einzelnen Hauptträger sind Freiträger. 2. Wenn jedoch die Verriegelung derartig beschaffen ist, daß sie in vollem Maße die Querkräfte von dem einen Brückenteil auf den anderen übertragen kann, so haben wir in beiden Brückenteilen zusammen in statischem Sinne einen durchlaufenden Träger mit regelrechtem Mittelstoß für die Aufnahme der Verkehrslasten zugrunde zu legen. 3. Bei kleinen Brücken, namentlich bei alten hölzernen Klappbrücken, legen sich beide aneinanderstoßenden Teile derartig gegeneinander, daß sie wagrechte Kräfte nach den Widerlagern übertragen können. Sie erhalten dann etwas Neigung, so daß sich die Klappen beim Schließen gegeneinander stemmen und sich dadurch mit einander verspannen. Bei größeren Konstruktionen entsteht hieraus eine dreigelenkige bogenartige Anordnung.

Bei der Bewegung findet die Stützung in der Drehachse statt. Die Lage des Schwerpunktes des zu drehenden Teiles liegt im Schwerpunkt oder in dessen Nähe, was durch die später zu erörternde Lage und Bauart eines Gegengewichtes ermöglicht wird. Man unterscheidet: 1. feste Drehachsen, d. h. solche, bei denen die Drehzapfen in festen Lagern ruhen, sodaß also hierdurch der Schwerpunkt während der Drehung ganz oder nahezu unveränderlich bleibt; 2. Klappbrücken mit beweglichen Drehachsen, bei denen eine solche Lagerung der Achse nicht stattfindet, sondern andere Stützungsarten mit der Maßgabe, daß während der Bewegung die Höhenlage des Schwerpunktes sich nicht wesentlich verän-

dert, d. h. daß der Schwerpunkt bei der Bewegung einen wagrechten oder fast wagrechten Weg zurücklegt, damit bei der Drehung keine besondere Hebearbeit zu leisten ist.

Die Drehachse bewegt sich während des Oeffnens und Schließens parallel zu ihrer ursprünglichen Lage. Hierbei findet meist ein Abrollen auf vorgeschriebenen Bahnen oder Leitkurven statt. Nur bei den Faltbrücken ist außer einer festen Achse noch ihr gegenüber eine bewegliche Drehachse vorhanden, um welche ein anderer Teil des Ueberbaues, gefaltet wird, um mit dem ersten Teil um die feste Drehachse aufgeklappt zu werden. Trotzdem hierdurch beim Aufklappen den Windangriffen geringere Flächen entgegengesetzt werden, hat sich diese Bauart nur selten als zweckmäßig erwiesen. Sie soll hier deshalb nicht näher behandelt werden.

Abb. 561—565.
Verschiedene Anordnungsformen von Zugbrücken.

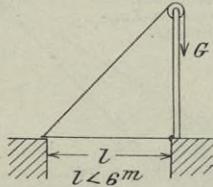


Abb. 561. Einfache Zugbrücke.

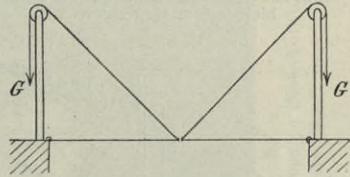


Abb. 562. Doppelte Zugbrücke.

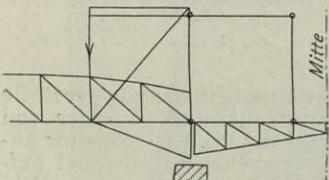


Abb. 564 a.
Doppelte Portalbrücke.

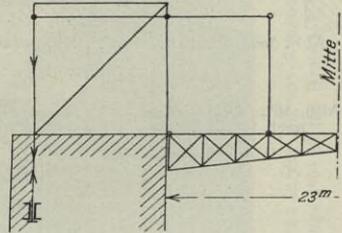


Abb. 564 b. Doppelte Portalbrücke im Anschluß an eine feste Brücke.

Abb. 565. Faltbrücke.

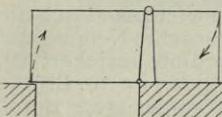
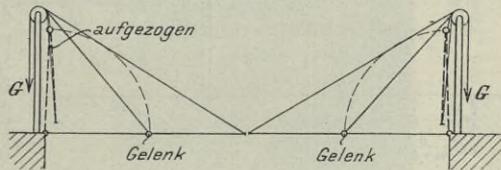


Abb. 563. Einfache Portalbrücke.



b. Zugbrücken.

In den Abb. 561 bis 565 sind die verschiedenen Anordnungsformen der Zugbrücken, die unter a. schon erwähnt sind, zusammengestellt. Nach der Anordnung des Gegengewichtes unterscheidet man Zugbrücken mit gleichbleibendem und mit veränderlichem Gegengewicht.

1. Mit gleichbleibendem Gegengewicht.

a. Sinusoiden-Zugbrücke von Bélidor. Die Zugkette ist etwa um 45° schräg vom Klappende über eine hochliegende Rolle geführt, welche annähernd senkrecht über der Drehachse liegt. An der Zugkette zieht andererseits ein auf einer Bahn ablaufendes Gegengewicht. Die Bahn ist so gekrümmt, daß in jeder Stellung Gleichgewicht vorhanden ist (Abb. 566) $Gb \sin \alpha = Qy$. Die Ordinaten dieser Kurve sind proportional dem Sinus des Erhebungswinkels der Klappe. Auch läßt sich

leicht nachweisen, daß die Kettenspannung proportional ist ihrer Länge, gemessen vom jeweiligen Angriffspunkt der Kette an der Klappe bis zu ihrem Stützpunkt an der Rolle. Dies gilt allgemein. Es läßt sich mit Hilfe dieser Beziehung auch ein zeichnerisches Mittel finden, für jeden Erhebungswinkel der Klappe den jeweils zum Gleichgewicht erforderlichen Punkt der Gleitbahn festzulegen.

Diese Bauart ist im Festungsbau vor 100 Jahren vielfach ausgeführt. In Berlin ist die noch bestehende Jungfernbrücke bei 9^m Durchlaß eine Sinusoiden-Zugbrücke.

1808 ist die in Abb. 567 abgebildete Harway Avenue-Zugbrücke in Brooklyn N. Y. erbaut für 22^m Schiffsöffnung und 13,5^m Straßenbreite. Das Gegengewicht ist 20^t schwer. Die Bewegung erfolgt durch ein

Abb. 566—569. Zugbrücken mit gleichbleibendem Gegengewicht.

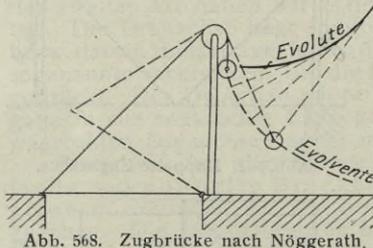


Abb. 568. Zugbrücke nach Nöggerath.

Abb. 566. Sinusoiden-Zugbrücke.

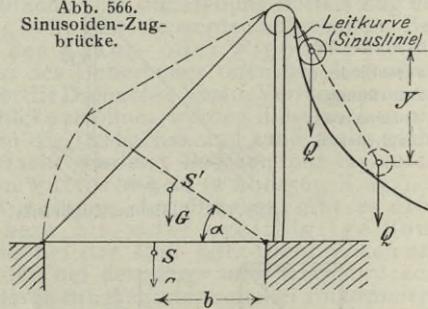
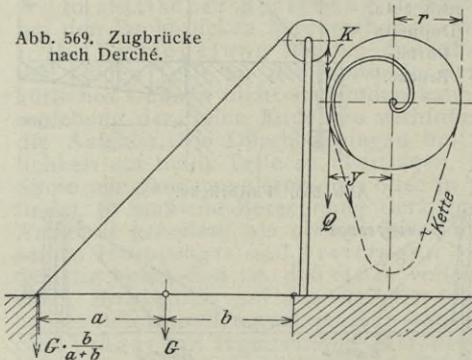


Abb. 569. Zugbrücke nach Derché.



zweites Seil, das von der Rolle aus senkrecht zu einer von einem 5 PS. Elektromotor angetriebenen Seiltrommel auf- und abgewunden wird. Ein genauer Gewichtsausgleich ist nicht möglich. Hier wirkt die Klappe durchschnittlich mit 6^t Übergewicht, wodurch die meist erwünschte Neigung auf Klappenschluß gesichert ist. In 40 Sekunden ist die Brücke elektrisch aufgezogen, durch Handantrieb für den Notfall in 5 Minuten durch 3 Mann.¹⁾

β. Um die Reibung auf der Gegengewichtsbahn in der vorigen Bauart auszuschalten, hat Nöggerath (Civ.-Ing. Bd. 7) vorgeschlagen, das Gegengewicht durch ein zweites Seil derart aufzuhängen, daß sich durch Ab- und Aufwickelung dieses Seiles an der Evolute (Abb. 568) der Weg des Gegengewichtes in derselben Sinuslinie ergibt, wie bei der festen Bahn der Abb. 566.

γ. Derché hat in der Zeit Bélidor's für kleine Zugbrücken bei Festungen dem Wechsel der Spannkraft im Kettenseile entsprechend der Klappenhebung dadurch Rechnung getragen, daß er das Seil eines senkrecht sich frei bewegenden Gegengewichtes über eine Spiraltrommel sich ab- und aufwickeln läßt. Diese Spiraltrommel sitzt mit einer zylindrischen Trommel, über welche das Zugseil geschlungen ist, auf gemeinsamer Welle. Die Gleichgewichtsbedingung ist hier die, daß der Hebel-

¹⁾ Brooklyn Engineers Club's Proceedings for 1904 — Engineering Record v. 21. Aug. 1897. Michigan-Avenue-Brücke in Buffalo. — Railroad Gazette v. 2. Juni 1899. Erie Eisenbahn-Brücken.

arm des Gegengewichtsseiles beim Verkürzen des Zugseiles (s. Gleichgewichtsbedingung zu a .) proportional mit diesem abnimmt (s. Abb. 569) $Kr = Qy$.

δ . Brown in Amerika schlägt vor, bei gleichbleibendem, senkrecht sich bewegenden Gegengewicht den Angriffspunkt des Zugseiles an der

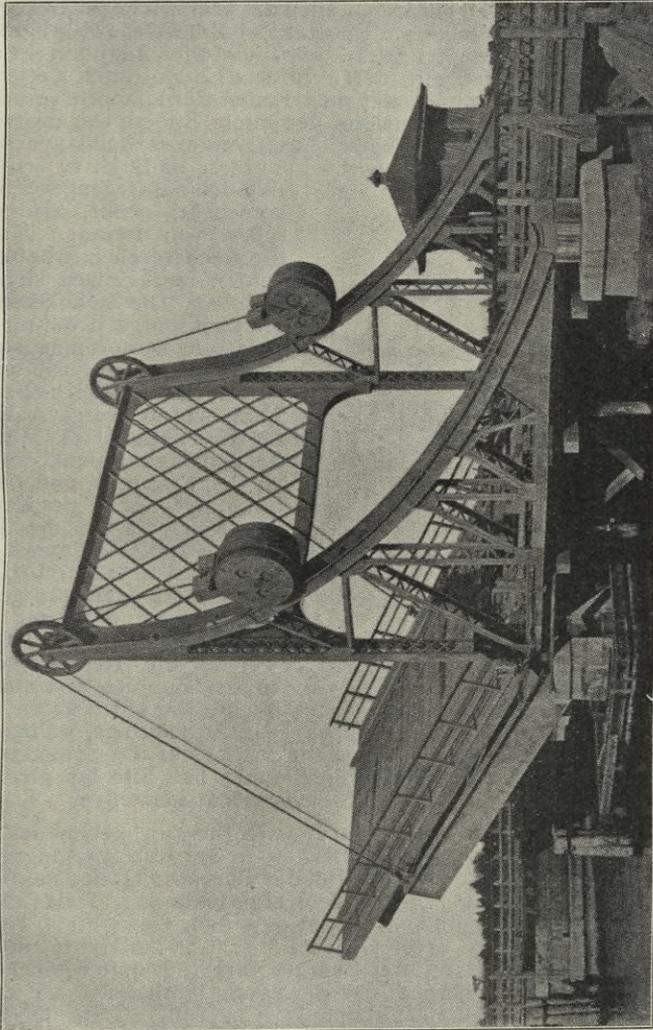


Abb. 567. Sinusciden-Zugbrücke in der Harway-Avenue in Brooklyn (New-York).
Nach den „Proceedings 1904 of the Brooklyn Engineers Club“.

Brückenklappe allmählich nach dem Drehpunkt zu verschieben mittels einer eigenartigen Kettengliederung. Diesen nur des Grundgedankens wegen zu beachtenden Entwurf bringt Dietz im Handbuch d. Ing. Wiss. Bd. II, Abt. 4. Bewegliche Brücken, S. 45, wobei allerdings darauf hingewiesen werden muß, daß die Brücke nicht ausgeführt ist und mir bei

meinem Aufenthalt in Nordamerika Winter 1909/10, bei dem ich besonders den beweglichen Brücken nachgegangen bin, eine derartige Brücke nicht aufgestoßen ist.

e. Die Zugbrücke mit Ziehbäumen oder Zugruten ist die älteste, namentlich von den Holländern und in Norddeutschland außerordentlich häufig ausgeführte Zugbrückenform (s. Abb. 562 bis 564, S. 437). Sie wird auch Portal-Brücke genannt, wegen des kennzeichnenden Portales, das in der Nähe der Drehachse am Eingang der Brücke die Fahrbahn umrahmt. Auf dessen Höhe sind zwei Ziehbäume oder Zugruten in senkrechter Ebene drehbar gelagert, deren vordere Enden durch Ketten mit den gegenüber der Drehachse gelegenen Enden der Klappen verbunden sind und deren hintere landeinwärts gerichtete Enden Gegengewichte tragen. Diese dienen dazu, Gleichgewicht während des Aufklappens, d. h. während des Hebens des Klappenschwerpunktes, dadurch zu erzeugen,

daß sich das Gegengewicht entsprechend senkt, also abgesehen von weiteren Kräften, die mechanischen Arbeiten der beiden Bewegungen der Klappen aufweisen. Die Ziehbäume müssen steif sein, d. h. während der Belastung keine nennenswerten Durchbiegungen aufweisen. Der Gelenkpunkt der Klappe A im Längsschnitt (vergl. Abb. 570), der Gelenkpunkt der Ruten E , der Befestigungspunkt der Kette an der Klappe B und der Befestigungspunkt F der Kette an der Rute müssen die Ecken eines Parallelogrammes sein. Wäre das nicht der Fall, z. B. die Zugrute nach vorn geneigt, so gäbe es eine zur Wagrechten symmetrische Lage, für welche die Hebelsarme der in der Zugrute vereinten Gewichte dieselben wären wie in der Anfangslage, während die

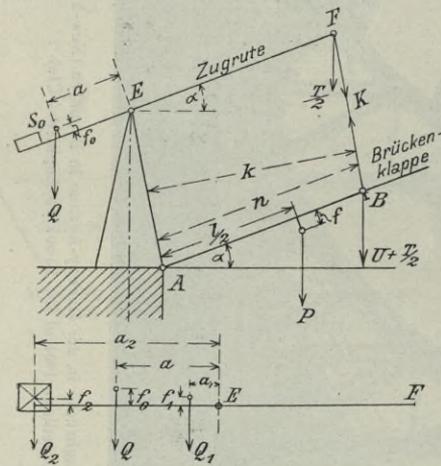


Abb. 570. Kräftewirkung bei einer Portalbrücke.

Hebelsarme der Klappe bei der Drehung bis zu der der Symmetrielage entsprechenden Stellung dauernd abgenommen hat, also bei gleichbleibendem Gegengewicht unmöglich Gleichgewicht herstellen.

Die genauen Gleichgewichtsbedingungen gehen aus nachstehenden Betrachtungen hervor.¹⁾ Bei der in der Abb. 570 eingeführten Bezeichnungswiese sei Q_1 das Gewicht der Zugrute, Q_2 das des Gegengewichtes und $Q = Q_1 + Q_2$, K sei die Kettenspannung, P das Gewicht der Klappe, welche auf einen Unterzug mit dem Gewichte U ruht, an dem die Ketten angreifen, deren Gewicht T sei und zur Hälfte am Unterzug, zur anderen Hälfte an der Zugrute wirke. Damit Gleichgewicht in jeder Zwischenlage während der Bewegung vorhanden sei, müssen die Momente um den Klappendrehpunkt A sowohl als um den Ruten-

$$\text{für } A: P \left(\frac{l}{2} \cos \alpha + f \sin \alpha \right) + \left(U + \frac{T}{2} \right) n \cos \alpha - Kk = 0$$

¹⁾ Nach Sympher, Bewegliche Brücken in Holland. Z. f. B. 1885.

für $E: \frac{T}{2} n \cos \alpha - Q(a \cos \alpha + f_0 \sin \alpha) + Kk = 0$. Daraus folgt durch Addition:

$$P \left(\frac{l}{2} \cos \alpha + f \sin \alpha \right) + (U + T) n \cos \alpha - Q(a \cos \alpha + f_0 \sin \alpha) = 0$$

$$\left[P \frac{l}{2} + (U + T) n - Qa \right] \cos \alpha + [Pf - Qf_0] \sin \alpha = 0.$$

Diese Bedingung wird erfüllt durch

1. $\frac{Pl}{2} + (U + T) n - Qa = 0$

2. $Pf - Qf_0 = 0.$

Durch die Bauart ist alles bekannt bis auf f_0 und Q .

Da $Qa = Q_1 a_1 + Q_2 a_2$ und $Qf_0 = Q_1 f_1 + Q_2 f_2$ ist, so entsteht

1 a. $\frac{Pl}{2} + (U + T) n - Q_1 a_1 - Q_2 a_2 = 0$

2 a. $Pf - Q_1 f_1 - Q_2 f_2 = 0,$

also $Q_2 = \frac{\frac{Pl}{2} + (U + T) n - Q_1 a_1}{a_2}$.

Hiernach ist die Größe des Gegengewichtes bestimmt, dessen Lage dann $f_2 = \frac{Pf - Q_1 f_1}{Q_2}$ ergibt.

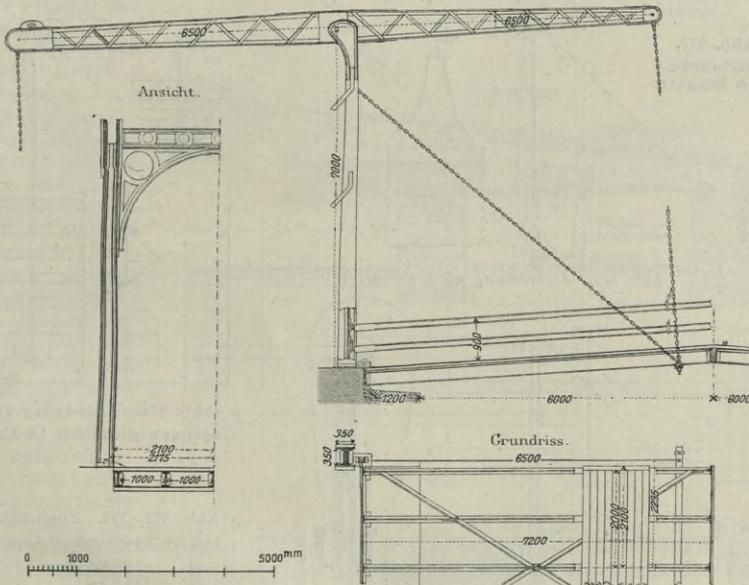


Abb. 571. Doppelflügelige eiserne Portalbrücke bei Vreeswyk in Holland. (Nach Zeitschr. f. Bauwesen 1885.)

Für $P = 2400 \text{ kg}$; $\frac{l}{2} = 330 \text{ cm}$; $f = 16 \text{ cm}$; $U + T = 120 \text{ kg}$; $AB = n = 590 \text{ cm}$; $Q_1 = 2000 \text{ kg}$; $a_1 = 110 \text{ cm}$; $f_1 = 11 \text{ cm}$; $a_2 = 525 \text{ cm}$ ergibt sich $Q_2 = 1224 \text{ kg}$ und $f_2 = 13,4 \text{ cm}$. Würde das Klappengewicht 100 kg größer, so wird $Q_2 = 1287 \text{ kg}$ sein müssen und $f_2 = 14 \text{ cm}$ werden. Daraus geht hervor, daß man an der Lage des Gegengewichtes nichts zu ändern braucht.

Wohl aber muß dessen Größe nicht unerheblich vermehrt oder vermindert werden, je nachdem das Klappengewicht allein schon durch Aufnahme von Feuchtigkeit der Fahrbahn oder durch Austrocknen sich um nur 100 kg vermehrt oder vermindert. Der Regel nach soll die Bewegungsarbeit nur zur Ueberwindung der Reibungswiderstände gebraucht werden.

Zuerst in Holland dann auch in Deutschland sind Zugbrücken ganz in Eisen ausgeführt. Zugbrücken in Eisen, wie sie noch 1910 vor dem Hauptbahnhof zu Amsterdam, doppelflügelig und im Grundriß zweiteilig zur Ausführung gekommen sind, finden ihr Vorbild in der von Sympher in Zeitschr. für Bauwesen 1885 veröffentlichten Portalbrücke der Schleuse zu Vreeswyk, welche in Abb. 571, S. 441 dargestellt ist. Das Gegengewicht besteht aus einzelnen leicht ein- und aushebbaren Eisenplatten von je 15 kg Gewicht. Die räumliche Absteifung des Portales erfolgt hier durch Schrägstreben. Beachtenswert ist die in französischen Kolonien ausgeführte Bauart für 22–24 m Durchfahrt, welche in Abb. 561 und 562 S. 437 dargestellt ist. Das Portal ist teilweise in Verbindung mit festen Seitenöffnungen derart ausgebildet, daß die Ziehbäume an ihren hinteren Enden sich mit negativem Stützdruck gegen die Portalkonstruktion legen und dadurch in der Lage sind, einen Teil der Klappenlasten auch im geschlossenen Zustand zu übertragen.

2. Zugbrücken mit veränderlichem Gegengewicht.

a. Bergère hat zuerst vorgeschlagen, die Veränderlichkeit des Kettenzuges durch Veränderung des Gegengewichtes selbst zu erzeugen (Abb. 572).

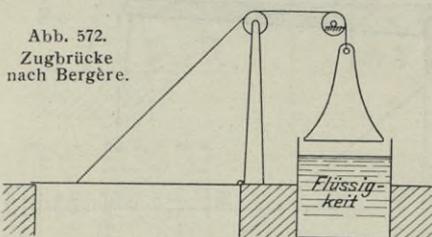


Abb. 572.
Zugbrücke
nach Bergère.

Abb. 573. Anordnung nach Poncelet.

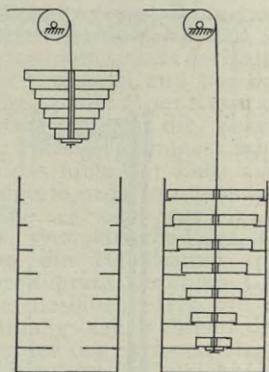
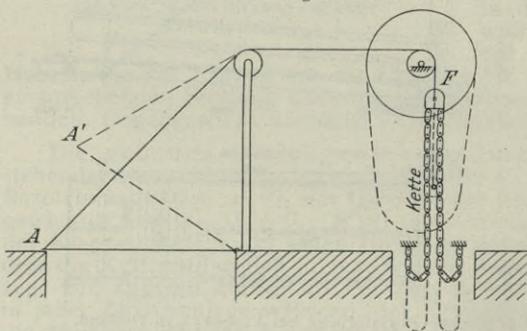


Abb. 574. Anordnung der
Gegengewichte nach La Coste.

Abb. 572–574. Zugbrücken
mit veränderlichem Gegen-
gewicht.

Nach und nach wollte er letzteres senkrecht in einen Behälter mit Flüssigkeit tauchen, und durch den wachsenden Auftrieb und entsprechende Form des Gegengewichtes dessen Wirkung auf die Zugkette bei deren Verkürzung vermindern. Das ist für Brücken niemals ausgeführt.

β. Poncelet dahingegen hat das Gegengewicht dadurch veränderlich gemacht, daß schwere Ketten mit dem einen Ende an das Zugseil, mit dem anderen an festen Punkten aufgehängt sind (Abb. 573), sodaß beim

Aufklappen der Brücke sich das an dem Seil hängende Kettengewicht vermindert, weil sich mehr davon auf die festen Punkte überträgt und umgekehrt. Diese Anordnung ist namentlich bei französischen Festungen früher viel ausgeführt, seit 1870 mehr und mehr verschwunden.

γ. La Coste hat den Vorschlag gemacht, das Gegengewicht aus einer Reihe einzelner Scheiben herzustellen, die von unten nach oben immer breiter werden (Abb. 574) und beim Aufklappen der Brücke in einen Schacht sinken. Dieser hat in entsprechenden Höhen Vorsprünge, deren untere immer geringeren freien Raum zwischen sich lassen als die oberen, sodaß zuerst die größere Gegengewichtsscheibe zum Auflegen auf die Vorsprünge kommt und nach entsprechendem Weitersinken die nächst kleinere und so weiter fort. Der Schacht muß natürlich recht tief sein, was bei Poncelet nicht erforderlich ist.

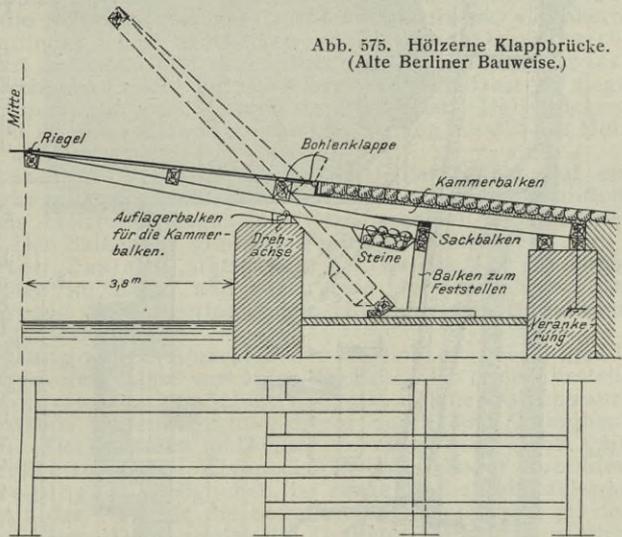
c. Klappbrücken.

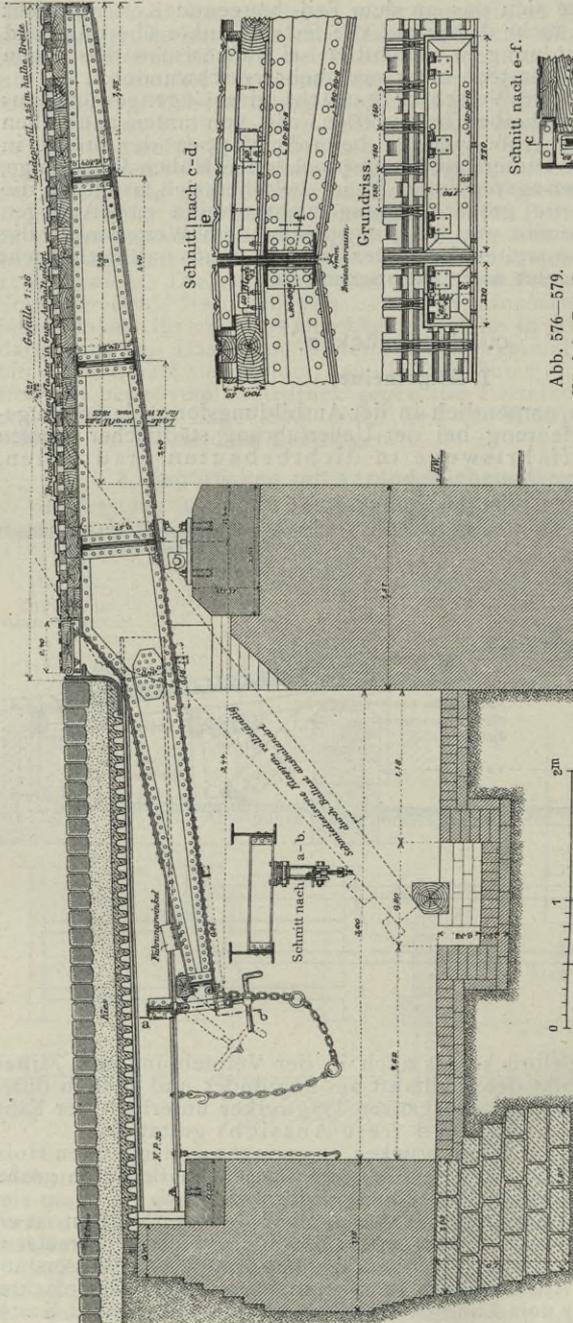
I. Allgemeines.

Die Klappbrücken, namentlich in der Ausbildungsform als zweiflügelige, haben ihre Bedeutung bei der Ueberführung städtischer Straßen über lebhaft Schiffahrtswege in dicht bebauten Stadtteilen, welche sich bis unmittelbar an die Ufer erstrecken, erlangt. Sie werden vor anderen beweglichen Brücken bevorzugt wegen der geringen Konstruktionshöhe in der Mitte, wegen des geringen Anspruches an Uferplatz infolge des Aufklappens am Rande der Durchfahrt, wobei auch die örtliche Absperrung des Verkehrs mittels der aufgeklappten Brückentafeln erfolgt. Ihre Beliebtheit als Doppelbrücke ist auch in der Vermeidung des Mittelpfeilers vom Standpunkt der Schifffahrt aus begründet und endlich durch den Umstand, daß die Lage des ganzen Tragwerkes unterhalb der Fahrbahn oben freien Verkehr und freie Aussicht gestattet.

Die Entwicklung der Klappbrücken entspringt aus den älteren Holzbauten dieser Art, von denen ein Beispiel, wie sie in Berlin in großer Zahl vorhanden gewesen sind, in Abb. 575 gegeben wird.

Für die Bewegung des hinteren Armes der Klappenbalken ist ein freier Raum, die Klappenkammer, erforderlich, welche sich meist in einer Seitenöffnung befindet, deren Sohlenhöhe durch den Wasserstand bedingt ist. Neuere Ausführungen schaffen meistens einen wasserdichten Raum im oder hinter dem Landpfeiler. Dieser hintere Arm wird Sack-





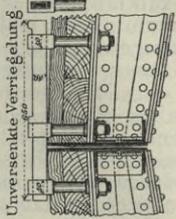
Schnitt nach e-d.

Grundriss.

Schnitt nach a-b.

Schnitt nach e-f.

Abb. 576-579.
Königin-Brücke
in Berlin.



Nach: Die
Straßenbrücken
der Stadt Berlin.
Verlag
Jul. Springer.
1902.

balken genannt. Die eigentlichen Klappenbalken liegen ein wenig geneigt und treten unter die Kammerbalken. Auf die Klappenbalken sind Aufschieb-linge gedübelt zwecks Höhenausgleich zwischen Fahrbahn und geneigtem Kammerbalken. Um die Drehung zu ermöglichen, sind Bohlenklappen zwischen der Fahrbahn der Klappe und der Fahrbahn der Kammer erforderlich. Der Sackbalken, welcher Gegengewichte trägt und dessen Länge nebst Größe der Gegengewichte durch den verfügbaren Raum für die Klappenkammer bedingt ist, wird durch Niederdrücken bewegt, wodurch die Klappe in die Höhe wippt. Im geschlossenen Zu-

stand ruht der Kammerbalken nicht auf der Drehachse, sondern auf einem vor dieser befindlichen Auflager. Ferner stützen sich die Enden der Sackbalken mittels eines Querbalkens unter die Kammerbalken, wodurch die Einspannung bewerkstelligt ist. Damit zudem die beiden Klappen sich möglichst fest gegeneinander legen, wird der Sackbalken hinten angehoben und gegen Abwärtsbewegung gesichert (vergl. Abb. 575).

Es sollen nun eine Reihe von ausgeführten Beispielen durch Darstellung der Hauptträger, deren Stützung im geschlossenen und geöffneten Zustande und der Feststellungs- und Bewegungsrichtungen der Klappen besprochen werden, wie sie sich aus vorgenanntem Urbilde nach verschiedenen Richtungen bis in die neueste Zeit entwickelt haben unter Fortlassung derjenigen Entwicklungsstufen, die ohne vorbildliche Bedeutung geblieben sind.

2. Klappbrücken mit fester Drehachse.

a. Die Königinbrücke zu Berlin.¹⁾ Diese in Abb. 576—579 dargestellte Brücke ist eine 1884 ausgeführte getreue Nachbildung der hölzernen Berliner Klappbrücke in Eisen. Die Hauptträger sind genietete Blechträger von der Form der mit Aufschieblingen versehenen Klappenbalken, mit ihren Schwanzenden, den Sackbalken, in den landeinwärts gebauten, durch eiserne Kammerbalken mit schwerer Granitpflasterbahn überdeckten Kammer steckend. Wegen des negativen Stützdruckes der Sackbalken ist die schwere und gut mit dem Mauerwerk verankerte Balkendecke begründet. Die Sackbalken nehmen das Gegengewicht auf, welches derart bemessen und angeordnet ist, daß der Schwerpunkt etwas vor dem Drehpunkt nach der 7,42 m breiten Durchfahrt zu liegt, damit eine Sicherheit auf guten Schluß vorhanden ist. Der Brückenbelag auf den fünf zu einer Klappe gehörenden Balken besteht aus Holz mit Stahlplatten armiert.

Im geschlossenen Zustand stützt sich jeder Balken auf ein vor dem Drehpunkt gelegenes festes positives Lager, während das hintere Ende sich mittels Holzfutter gegen die Kammerbalken — negatives Lager — stützt. Der Balken ist somit als Freitragler gestützt.

Im geöffneten Zustand stützt sich der Balken auf die Drehachse, einen Zapfen im Lager und gegen eine Holzschwelle auf der Kammersole. Wegen des nur geringfügigen Höhenbedarfes ist nur eine Drehung von rd. 45° erforderlich.

Die Feststellung zwecks Ausschluß der Möglichkeit, durch irgendwelche Kräfte gegen die Klappe von unten die Brücke zu öffnen, besteht aus einer Anhubvorrichtung (s. Schnitt nach *a b*), welche das Schwanzende des Sackbalkens umschlingt und dieses durch eine Schraubenspindel gegen die Decke preßt und einer Verriegelung (Abb. 579), welche die gegenüberstehenden Klappenenden miteinander verbindet.

Um die Bewegung zu ermöglichen, ist zunächst die Bohlenklappe aufzurichten, damit der Weg für die betreffenden Klappenteile an der Kammerdecke frei liegt. Dann erfolgt die Drehung der ausbalanzierten Klappe durch Menschenkraft. Der Schwerpunkt ist erst ein wenig zu heben und dann zu senken.

β. Die Schmiedebrücke in Königsberg i. Pr. Diese 1896 dem Verkehr übergebene Brücke weist eine Schiffsdurchfahrt von 22,50 m Breite auf, die auch in ganzer Breite beim Aufklappen frei wird. Sie ist für eine Reihe von Klappbrücken in Königsberg, Danzig und Stettin vorbildlich gewesen und in der Zeitschrift für Bauwesen 1897²⁾ eingehend beschrieben. Sie dient der Ueberführung eines 7,5 m breiten Fahrdammes, der des bei jeder Witterung gleichbleibenden Gewichtes wegen mit Gußstahlplatten auf Zoreseisen mit Kernlederzwischenlage (Abb. 580) abgedeckt ist, und zweier Fußwege von je 2,5 m Breite (vergl. die Abb. 580—586).

¹⁾ Vergl. Tafel 8. Die Straßenbrücken der Stadt Berlin. 1902. Verlag Jul. Springer.

²⁾ Vergl. Zeitschrift für Bauwesen 1897.

Die vier Hauptträger (Abb. 581) haben am freien Ende nur 55 cm, über dem Drehzapfen 1,64 m Höhe. Der Sackbalken weist die bezeichnende Gestalt des vorigen Beispiels auf, nur sind die Hauptträgerenden so miteinander verbunden, daß sie große gußeiserne Gegengewichte aufzunehmen vermögen. Der Schwerpunkt fällt genau in die Drehachse, sodaß also abgesehen vom Winddruck in jeder Lage Gleichgewicht vorhanden ist. Infolge des kurzen Hinterarmes ist das Gegengewicht beträchtlich; gegenüber 78 t Klappengewicht beträgt es 130 t, also 62,5 %

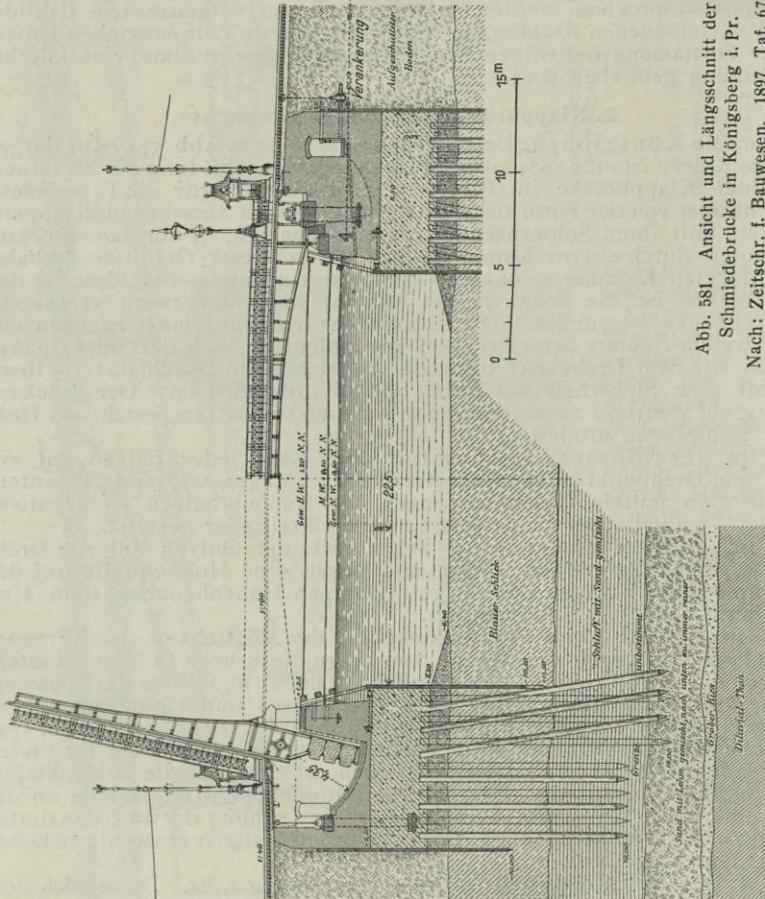


Abb. 581. Ansicht und Längsschnitt der Schildebrücke in Königsberg i. Pr.
Nach: Zeitschr. f. Bauwesen. 1897, Taf. 67.

des zu klappenden Gesamt-Gewichtes. Der Hinterarm bewegt sich in einer wasserdicht ausgeführten Kammer im Landpfeiler.

Die Stützung im geschlossenen Zustande erfolgt durch die mittels Keilen einstellbaren Lager, welche 1,56 m vor der Drehachse liegen. Diese ist so ausgebildet, daß sie nur bei der Bewegung Last erhält. Das negative Lager des als Kragträger wirkenden Hauptträgers wird aus einer tief im Mauerwerk verankerten Schlinge gebildet (s. Abb. 582 und 583).

Die Stützung im offenen Zustande wird durch die feste Drehachse bewirkt, welche zwischen den Hauptträgern kastenförmig gebildet

ist, außerhalb als massiv geschmiedete Welle von 240 mm Durchmesser in entsprechenden Lagern sich bewegt. Beim Ende der Aufwärtsbewegung stößt das Schwanzende des Sackbalkens mittels Gummipuffer gegen die vordere Mauer.

Die Feststellung geschieht für den Sackbalken dem Grunde nach ähnlich wie bei der Königinbrücke in Berlin. Exzentrisch geformte

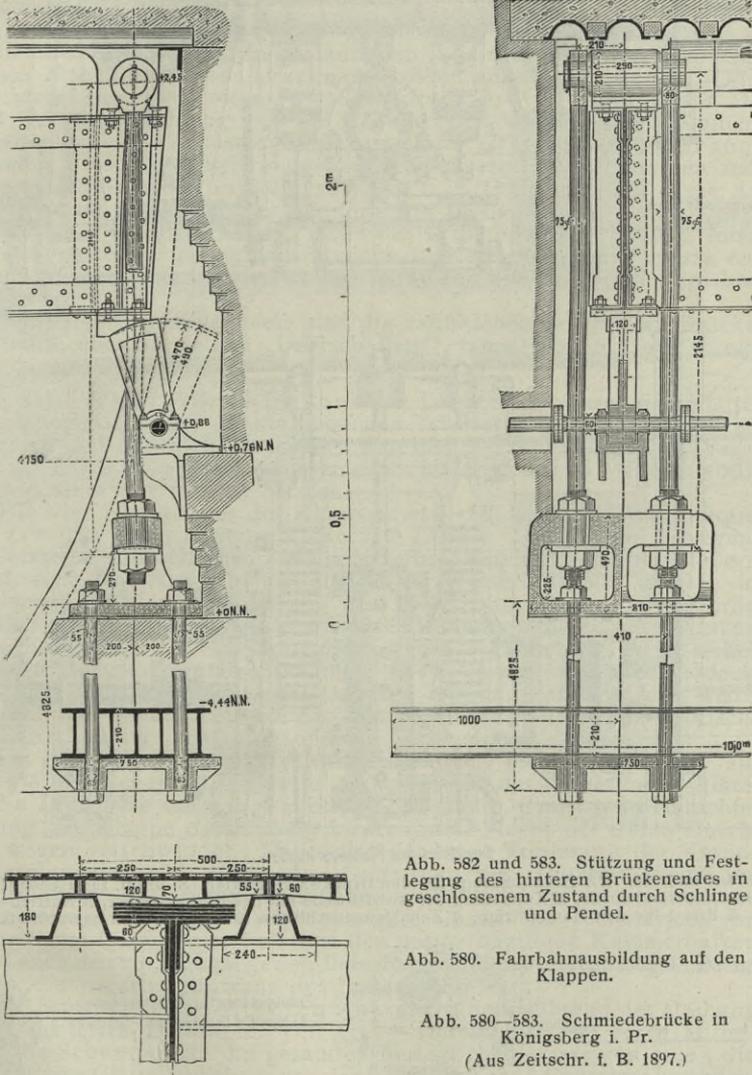
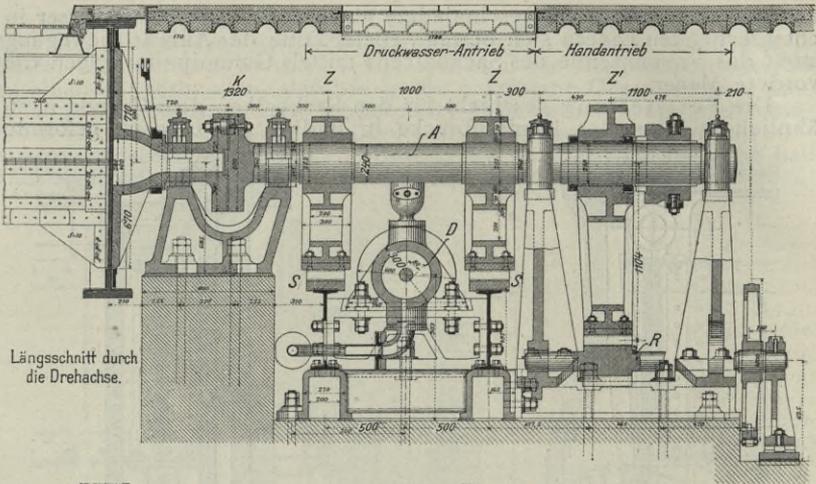


Abb. 582 und 583. Stützung und Festlegung des hinteren Brückenendes in geschlossenem Zustand durch Schlinge und Pendel.

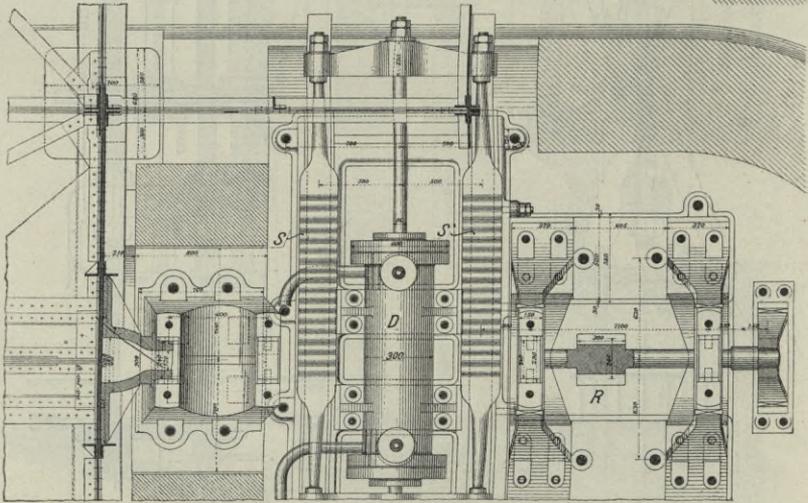
Abb. 580. Fahrbahnausbildung auf den Klappen.

Abb. 580—583. Schmiedebrücke in Königsberg i. Pr.
(Aus Zeitschr. f. B. 1897.)

Pendel greifen unter das Balkenende und pressen es gegen die Schlinge (Abb. 582). Nur die Verriegelung der Stoßfuge zwischen den beiden Klappen erfolgt abweichend durch Daumen, die ohne besondere Bedienung die Klappen gegeneinander seitlich und senkrecht fest-



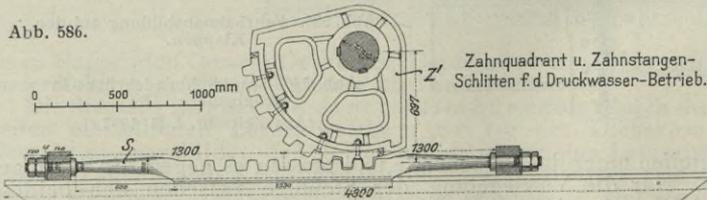
Längsschnitt durch die Drehachse.



Grundriss des Pfeilervorkopfes.

Abb. 584 und 585. ZZ Zahnquadrant für den Druckwasserantrieb, Z' desgl. für Handantrieb, D Druckwasserzylinder, K Kuppelung der Antriebswelle mit der Klappenachse, A Antriebswelle, R Ritzel für den Handantrieb, S Zahnstangenschlitten für den Druckwasserantrieb.

Abb. 586.



Nach:
Zeitschr.
f. Bauw.
1897,
Tafel 68.

Abb. 584 bis 586. Antrieb der Schmiedebrücke in Königsberg i. Pr.

legen. Es muß aber zuerst die eine Klappe heruntergelassen werden, damit der Daumen nicht von der anderen abgestoßen wird. Zu dem Ende wird die eine Klappe in gewisser Höhe festgehalten bis die andere Klappe mit ihrem Daumen in die erste Klappe eingegriffen hat und beide den Rest des Weges gemeinschaftlich machen können, womit eine Zeitversäumnis beim Schließen verbunden ist. Diese Vorrichtung hat sich im übrigen gut bewährt.

Die Bewegungsvorrichtung (Abb. 584—586) besteht aus zwei auf die Drehwelle gekeilten Zahnquadranten Z , die durch wagrechte Zahnstangen S unmittelbar für Druckwasserkolben angetrieben werden. Ohne Winddruck sind 5^m , mit 20 kg/qm Winddruck 30^m zu überwinden. Das Maß der Zapfenreibung beträgt $0,2$ und der Verlust durch Kolben-, Stopfbuchsen- und Zahnstangenreibung ist zu 15% des wirksamen angenommen. Nach den Erfahrungen in Königsberg (s. Z. f. Bauwesen 1907, Neuere Klappbrücken in Königsberg i. Pr., S. 17) erscheinen diese Annahmen, auch die Größe des Winddruckes, zu ungünstig, da der Wasserdruck im Betriebe nur das $0,4$ fache des so berechneten beträgt, sodaß bei der später erbauten Kaiserbrücke in Königsberg mit einem entsprechend geringeren Wasserdruck in ausreichender Weise gerechnet worden ist. —

Weitere deutsche Beispiele sind die zahlreichen neuen Klappbrücken in Stettin, über die in der „Deutsch. Bztg.“, Jahrg. 1906, S. 119 u. ff. eine Uebersicht gegeben ist.¹⁾

γ. Die Towerbrücke in London. Diese, wegen ihrer riesenhaften Abmessungen und der daraus folgenden schwierigen Anordnungen bedeutsame und lehrreiche Brücke, ist 1894 dem Verkehr übergeben. (Vergl. Abb. 587 u. 588 f. S.) Sie macht einen Schiffsweg auf 60^m Breite völlig frei von einer 15^m breiten Straße.

Die vier Hauptträger der Klappen (Abb. 588) haben einen Vorderarm von 34^m und einen Hinterarm von 15^m Länge. Die für die Bewegung des letzteren erforderlichen Kammern befinden sich in den Strompfeilern, die deshalb eine Breite von $21,34^m$ in der Wasserlinie und $30,5^m$ in der Fundamentsohle erhalten haben. Auf diesen mächtigen Pfeilern erheben sich die Stahltürme, welche die festen Ueberbauten der Seitenöffnung, sowie hoch über der Schifffahrtsöffnung die Verankerung ihrer sichel-förmigen Hängefachwerke aufnehmen. Diese Verankerung wird verdeckt durch Fußgängerstege, zu denen Aufzüge emporführen, die aber wenig oder garnicht benutzt sein sollen. Die Türme sind durch reiche gotische Granit-Architektur ummantelt und ein Wahrzeichen der Themse.

Im geschlossenen Zustand stützt sich jede Klappe, wie aus Abb. 588 zu ersehen ist, auf feste Auflager nahe der Pfeilerflucht, hinter der die Drehachse um $4,04^m$ zurückliegen mußte, damit bei senkrechter Stellung der Klappe diese völlig hinter dieser Flucht der freien Durchfahrt wegen verschwindet. Daher also der lange Vorderarm der Klappe und infolgedessen die ungünstige Gestaltung des Hinterarmes, die ungeheure Breite der Pfeiler und daher schließlich die architektonische Ummantelung! Die eigenartige gekröpfte Gestalt des Hinterarmes von einwandigem Querschnitt zwischen den doppelwandigen Kammerbalken bedarf nach den vorangegangenen Beispielen keiner weiteren Begründung, ebenso die negative Stützung des hinteren Endes.

Die Stützung im geöffneten Zustande und während der Drehung erfolgt auf festen Drehzapfen von 533^{mm} Durchmesser, in deren Mittelpunkt die Schwerpunkte der gesamten beweglichen Masse von 1240^t , die zu $36,5\%$ aus Gegengewichten von 322^t Blei und 132^t Gußeisen bestehen, fallen. Zur Verminderung der Reibung stützt sich die also sehr stark belastete Drehachse auf einen Kranz von 118^{mm} starken Rollen in Lagern, die auf gewaltigen Kastenträgern ruhen.

¹⁾ Vergl. auch Z. d. V. D. I. 1905, S. 677.

Die Feststellung wird durch hydraulisch angetriebene Riegel von 127 mm Durchmesser bewirkt, welche einseitiger Verkehrsbelastung gewachsen sind.

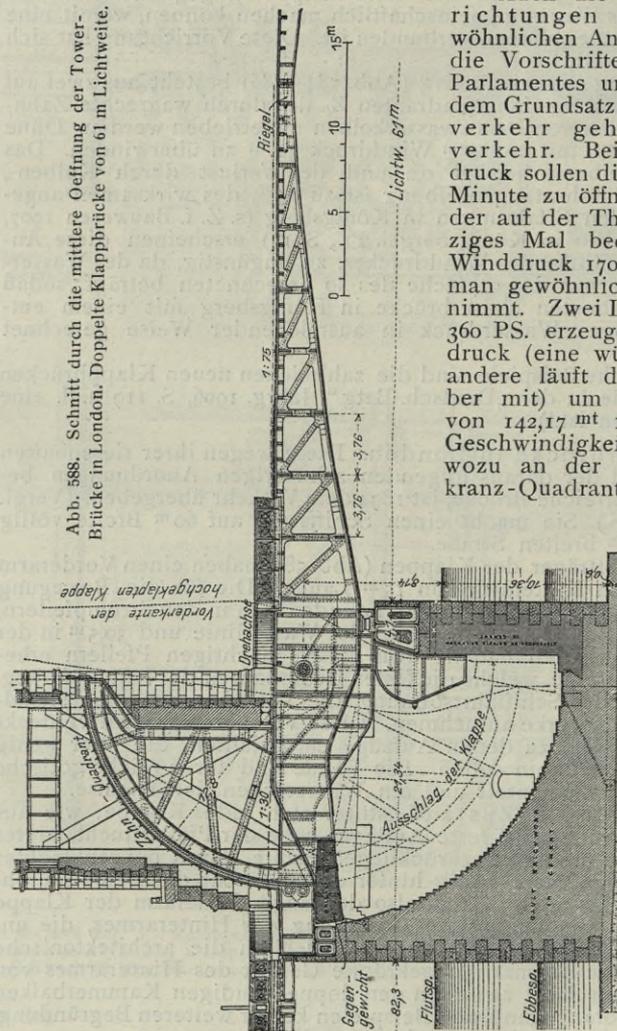


Abb. 588. Schnitt durch die mittlere Oeffnung der Tower-Brücke in London. Doppelte Klappbrücke von 61 m Lichtweite.

Auch die Bewegungsvorrichtungen sind ganz ungewöhnlichen Anforderungen durch die Vorschriften des englischen Parlamentes unterworfen, die auf dem Grundsatz beruhen: Schiffsverkehr geht vor Straßenverkehr. Bei 273 kg/qm Winddruck sollen die Klappen in einer Minute zu öffnen sein, trotzdem der auf der Themse nur ein einziges Mal beobachtete höchste Winddruck 170 kg/qm beträgt und man gewöhnlich nur 75 kg/qm annimmt. Zwei Dampfmaschinen erzeugen den Betriebsdruck (eine würde genügen, die andere läuft der Sicherheit halber mit) um das Drehmoment von 142,17 mt in entsprechender Geschwindigkeit zu bewältigen, wozu an der Welle ein Zahnkranz-Quadrant sitzt, der 190 mt Zahndruck aufnehmen imstande ist.

Nach den Proceedings 1904 of the Brooklyn Engineers Club.

3. Klappbrücken mit beweglichen Drehachsen.

In welcher Weise sich die baulichen Schwierigkeiten der festen Drehachsen steigern, ist aus dem aufmerksamen Vergleich der drei vorbesprochenen Beispiele aus Berlin, Königsberg und London hinreichend zu ersehen, besonders wenn das Augenmerk auf die Verbindung der Hauptträger, die Lagerung und Entlastung der Wellen im geschlossenen Zustand gelenkt wird; namentlich da, wo, wie in Königsberg und London aus Seeschiffahrtsrücksichten im Gegensatz zu den bescheidenen Ber-

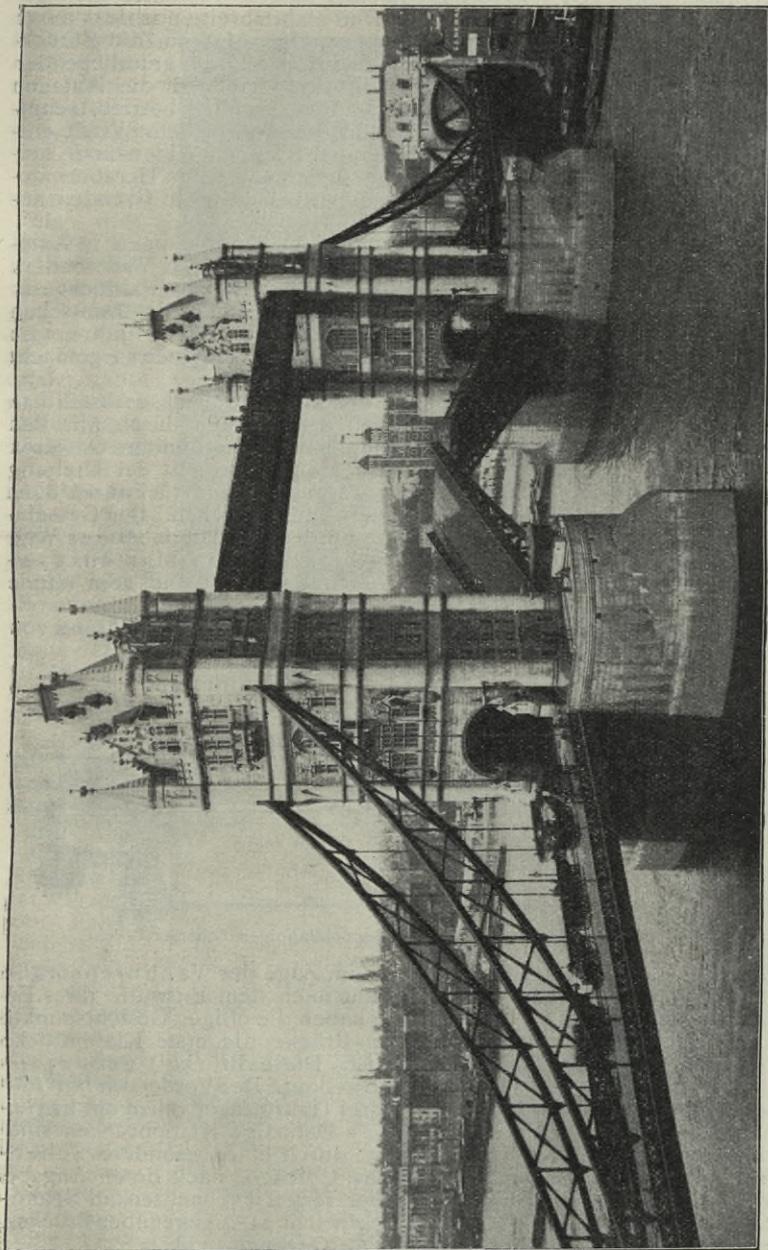


Abb. 587. Towerbrücke über die Themse in London. Hängebrücke mit Klappen-Durchfahrt.

liner Anforderungen der Binnenschifffahrt, eine völlige Freilegung der Wasserstraßen zwischen senkrechten Ebenen in den Pfeilerfluchten gefordert werden muß. Dort tritt zu der Durchfahrtsbreite noch das durch die Bauhöhe an den Pfeilerfluchten notwendige Maß für die Zurücklegung der festen Drehachse hinzu, was natürlich auf alle grundlegenden Konstruktionsbedingungen ungünstigen Einfluß hat und die Anlagen schon in baulicher Beziehung verteuert. Aber auch in betriebstechnischer Hinsicht rufen die Zapfenreibung und die großen, dem Winde entgegengesetzten Flächen der sich aufrichtenden Klappen Widerstände hervor, die bei den Betriebskosten eine Rolle spielen und deren Herabminderung bei größeren Aufgaben dringend aus wirtschaftlichen Gründen anzustreben ist.

Von diesen Erwägungen aus hat durch deutsche Ingenieure in Amerika eine Entwicklung eingesetzt, die auch bereits ihren Widerhall in Ausführungen in Deutschland, nämlich durch die Hansabrücke in Stettin gefunden hat, sodaß es nicht aus dem Rahmen des Deutschen Bauhandbuchs fällt, diese Entwicklung, die Verfasser im Jahre 1910 noch zum Gegenstand einer Studienreise nach Nordamerika gemacht hat, einer besonderen Würdigung zu unterziehen.

Das Wesentliche besteht darin, von der festen Drehachse Abstand zu nehmen und ein sicher geführtes Klappen der Brücken durch Abrollen auf wagrechten Ebenen oder auf besonderen nach bestimmten Gesetzen gekrümmten Bahnen herbeizuführen, also gleichzeitig mit der Drehung um eine Achse diese Achse rückwärts wagrecht oder rückwärts nach unten zu verschieben, zu den oben dargestellten Zwecken. Das Gemeinsame der Bewegungsbedingungen ist die Forderung, daß dabei der Weg des Schwerpunktes der ganzen zu bewegenden Massen wagrecht bleibt, damit in jeder Stellung Gleichgewicht ist und, vom Winde abgesehen, keinerlei Widerstände außer Reibung entstehen.

Wir folgen ihr am besten zunächst wiederum durch Vorführung von ausgeführten Beispielen.

a. Scherzer Klappbrücke (Abrollbrücke).

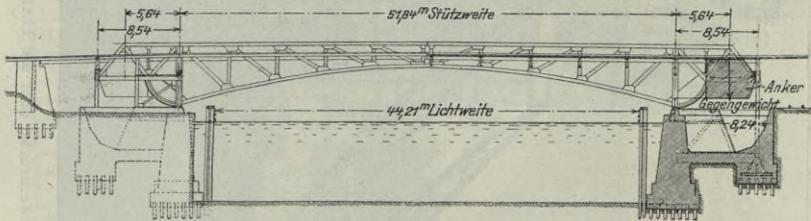


Abb. 589. Allgemeine Anordnung einer doppelklappigen Scherzer-Brücke.

Die älteste Brücke dieser Art ist 1895 im Zuge der Vanburenstraße in Chicago über den Chicagofluß erbaut nach dem Entwurfe ihres Erfinders Scherzer. Anlaß zu der Erfindung haben die obigen Gesichtspunkte gegeben, sodaß in der Vanburenstraßen-Brücke die erste Klappbrücke mit beweglichen Drehachsen zu sehen ist. Diese Brücke¹⁾ weist 23,24^m Durchfahrt auf und ist als Doppelbrücke gebaut. Der Vorderarm hat 16^m und der Hinterarm 7,31^m Länge. Die drei Hauptträger ruhen auf kreisförmigen Wangen (Stützkränzen). — Derartige Klappbrücken sind seit dieser Zeit zu Dutzenden ausgeführt durch eine besondere Scherzer Klappbrücken-Gesellschaft in Chicago, nach deren Angabe bei Verwendung dieser Bauart gegenüber festen Drehachsen an Spannweiten 11,0% zu gewinnen ist, an Eigengewicht 24% gegenüber Brücken mit fester Drehachse gespart wird und an Gegengewicht 45%.

¹⁾ Vergl. Z. d. V. D. I. 1894, S. 863.

Die allgemeine Anordnung der Konstruktion entspricht für eine größere Spannweite der Abb. 589. Der Schwerpunkt der ganzen Klappe liegt

etwas unterhalb des Mittelpunktes der kreisförmigen Wange. Im geschlossenen Zustand stützt sich die Brücke mit dem Anfangspunkt der kreisförmigen Wange ganz vorn an der Kante des Pfeilers. Das hintere Ende ist mit einem

Schwanz versehen, welcher negativ gestützt wird unter der Kammerdecke ganz im Sinne der unter Abschn. 2 dargestellten Bauarten.

Die Bewegung der Klappe erfolgt durch Rück- oder Vorrollen der Wange auf einer wagrechten Bahn, welche eisernen Zähne hat, die in den an der Stützwange befestigten Zahnkranz eingreifen, wodurch jegliches Gleiten bei der Bewegung, überhaupt eine Verschiebung bei Wind

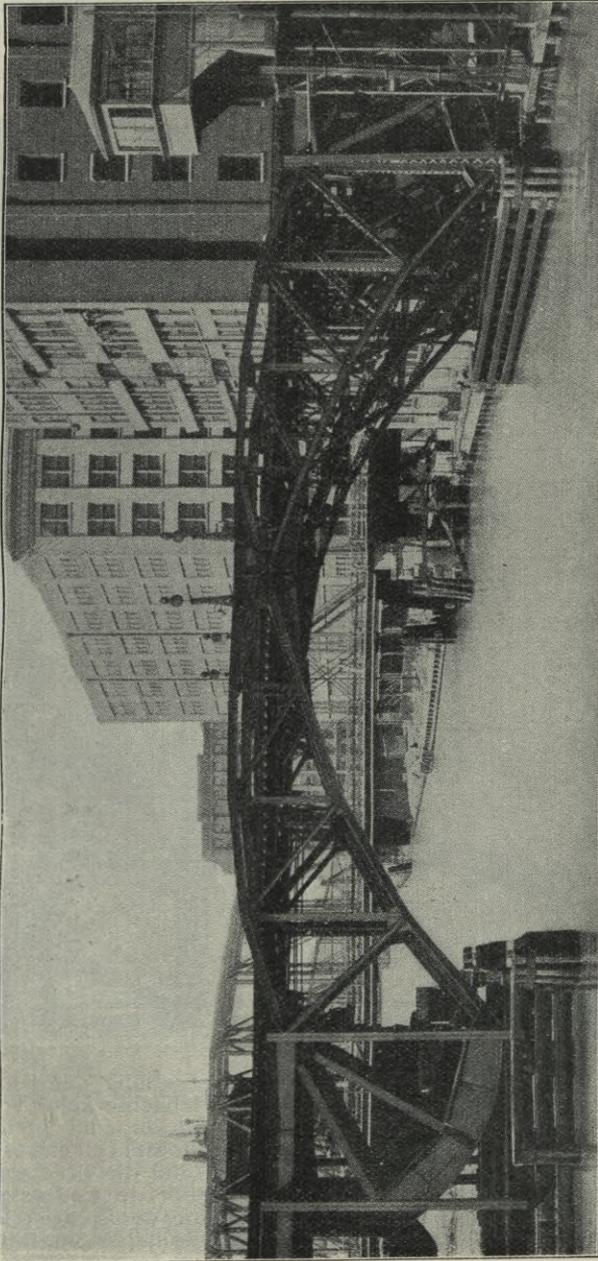


Abb. 590. Klappbrücke, System Scherzer, über den Süddarm des Chicago-Flusses in Chicago für die städt. Hochbahn. (Nach einem Katalog der Scherzer-Brücken-Gesellschaft.)

oder anderen Zufälligkeiten ausgeschlossen ist. Die Länge der Bahn sowie der Stützwange ist so bemessen, daß am Ende der Bewegung die Klappe völlig aus dem Bereiche der Durchfahrtsöffnung zurückgerollt ist. Der Mittelpunkt des Kreises, in dessen Nähe der Schwerpunkt liegt, macht dabei einen wagrechten, genau vorgeschriebenen Weg. Jeder Punkt der Brücke beschreibt also eine zyklonale Bahn. Es findet außer der Klappbewegung also eine fortschreitende statt, ein regelrechtes Ab-

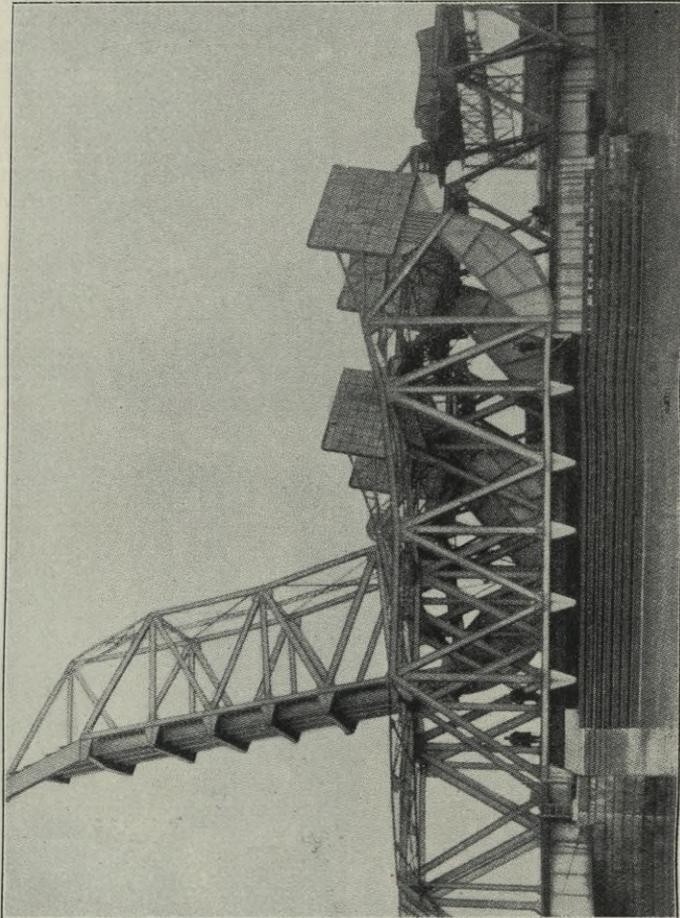


Abb. 591. Klappbrücke, System Scherzer, über den Fort Point-Canal in Boston.
(Nach einem Katalog der Scherzer-Brücken-Gesellschaft.)

rollen, sodaß zur völligen senkrechten Stellung der Klappe im Gegensatz zu den Klappbrücken mit fester Drehachse keine volle Drehung um 90° erforderlich ist. Etwas über den Schwerpunkt greift eine kräftige Zahnstange gelenkig ein, die von einem Motor nach entsprechender Uebersetzung mit Zahnrad angetrieben wird und die Brücke auf vorgeschriebenem Wege zurück- und vorrollt. Im geöffneten Zustand ist also stets Gleichgewicht vorhanden. Die Feststellung der Brücke erfolgt in ähnlicher Weise, wie bei der unter 2 (s. S. 445) genannten Königinbrücke zu Berlin.

Eine Verriegelung findet in der Fuge zwischen beiden Klappen statt, die bei Beginn und zu Ende der Bewegung selbsttätig gelöst bzw. zum Eingriff gebracht wird.

Beachtenswert ist, daß Doppel-Klappbrücken nach der Scherzer Bauart auch für die städtische Hochbahn in Chicago gleichzeitig erbaut worden sind (s. Abb. 590), während für eine Reihe von bedeutenden und verkehrsreichen Eisenbahnen einflügelige Klappbrücken dieser Bauart errichtet sind, um im geschlossenen Zustand eine feste Lagerung des freien Klappenendes auf dem gegenüberliegenden Landpfeiler zu ermöglichen. Gegenüber den Drehbrücken weist diese Anordnung den Vorteil auf, daß beliebig viele Gleise nebeneinander mittels beweglichen Brücken über eine Wasserstraße geführt werden können. Eine derartige Anordnung (Abb. 591) befindet sich in Boston vor dem Zentralbahnhof. Da hier die Fahrbahn unten liegt und die Hauptträger große Strebenfachwerke sind, so schließt dieses sich unmittelbar an den als Viertelkreis von großem Halbmesser ausgebildeten Stützkranz an. Es ergibt sich auch hieraus das hoch in der Luft schwebende aus gußeisernen Platten gebildete Gegengewicht. Das sieht, wie aus der Abbildung zu erkennen ist, natürlich überaus häßlich aus.

Dahingegen zeigt Abb. 592 eine 1909 vollendete Scherzer-Klappbrücke in New-York über den Newton-Creek, zwischen Brooklin und Long Island City, deren Gesamtanordnung und Erscheinung nicht als ganz unvorteilhaft bezeichnet werden kann. Der Abstand zwischen den beiden Schwerpunkten der Klappen beträgt 52,5 m. Die Brücke dient einer Straße von 17 m Breite. Sie wird durch zwei 40 PS. Motoren aufgeklappt mit Hilfe von Zahnstangen, welche sich wagrecht bewegen. Das Gewicht des Ueberbaues beträgt außer 625 t Gußeisen für Gegengewichte 1050 t.

Diese Scherzer-Klappbrücken haben eine weite Verbreitung gefunden. In Europa haben sie in England, Holland und Rußland Eingang gefunden, wo eine solche in Petersburg errichtet ist.

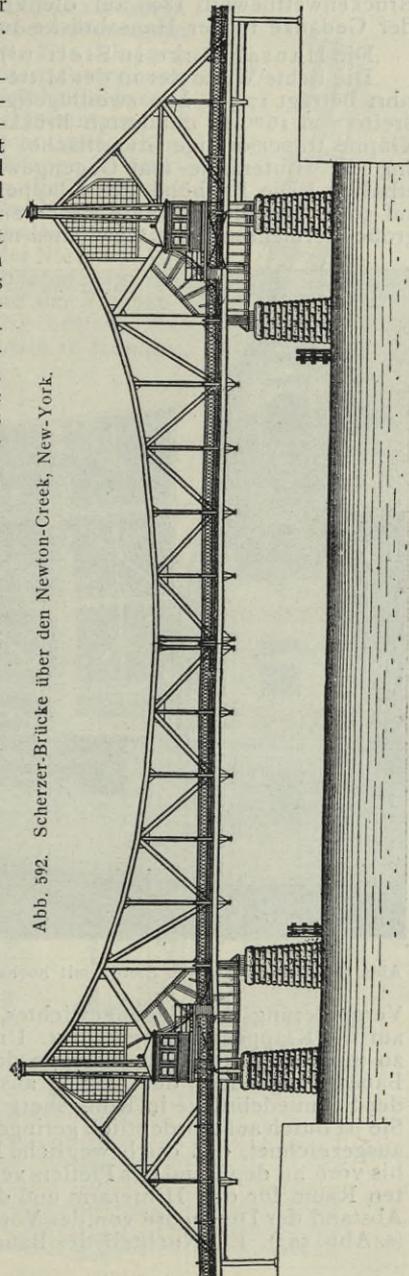


Abb. 592. Scherzer-Brücke über den Newton-Creek, New-York.

In Deutschland ist auf Anregung des Verfassers in Stettin bei einem Brückenwettbewerb 1896 auf die Vorteile der Bauart hingewiesen und der Gedanke in der Hansabrücke 1900 verwirklicht worden.

Die Hansabrücke in Stettin¹⁾ ist in den Abb. 593 bis 595 dargestellt. Die lichte Weite der in der Mitte einer festen Brücke liegenden Durchfahrt beträgt 17,5^m. Die zweiflügelige Ausführung weist in der Fuge eine Breite von 16^m, in der festen Brücke von 18^m auf. Dazwischen hat jede Klappe trapezförmige Grundfläche. Die Pfeiler sollten für die Unterbringung der Hinterarme und Gegengewichte eine möglichst geringe Breite erhalten. Die Bauhöhe der Klappen in der Mitte des Durchlasses war auf 50^{cm} festgelegt. Diese Beschränkung brachte für die Klappen eine große Vermehrung des Gewichtes mit sich und infolgedessen auch eine

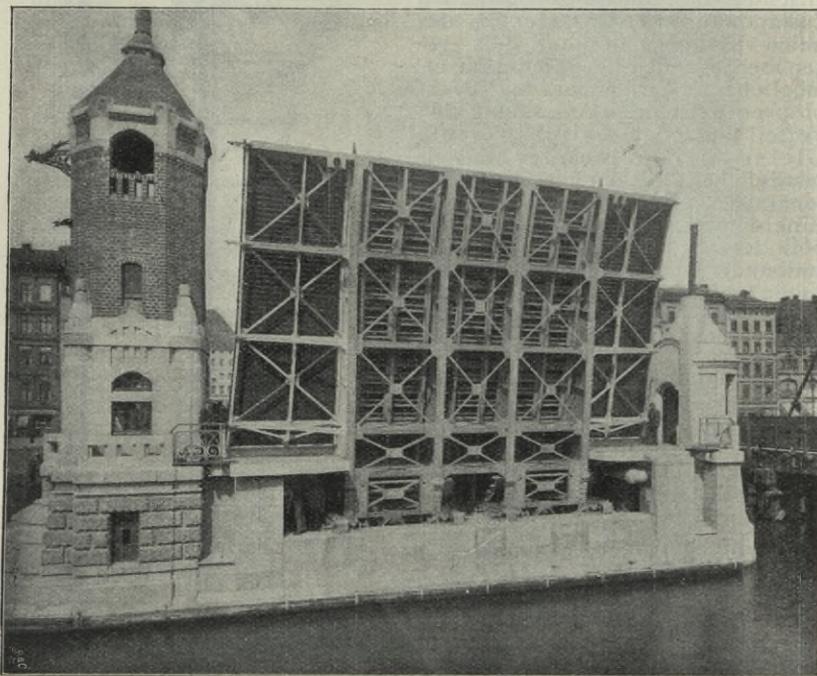


Abb. 594. Hansabrücke in Stettin mit hochgeschlagener Klappe. Aus D. B. Z. 1906 S. 155.

Vergrößerung des Gegengewichtes, dessen Unterbringung verbreiternd auf die Klappenpfeiler einwirkt. Um diese jedoch so schmal wie möglich zu machen, wurden die Vorzüge der Abrollung nach der Scherzer'schen Bauart, gegenüber der bislang ausgeführten Bauart nach dem Vorbilde der Schmiedebrücke in Königsberg i. Pr. (s. S. 427), zur Geltung gebracht. Sie ist durch außerordentlich geringen Reibungswiderstand und den Vorteil ausgezeichnet, daß die bewegliche Drehachse bei geschlossenen Klappen bis vorn an den Rand des Pfeilers verlegt wird und dadurch den gewünschten Raum für den Hinterarm und das Gegengewicht bietet. Der kleinste Abstand der Drehachse von der Vorderkante des Pfeilers beträgt nur 62^{cm} (s. Abb. 593). Ein Nachteil der Bauart besteht darin, daß leichter als bei

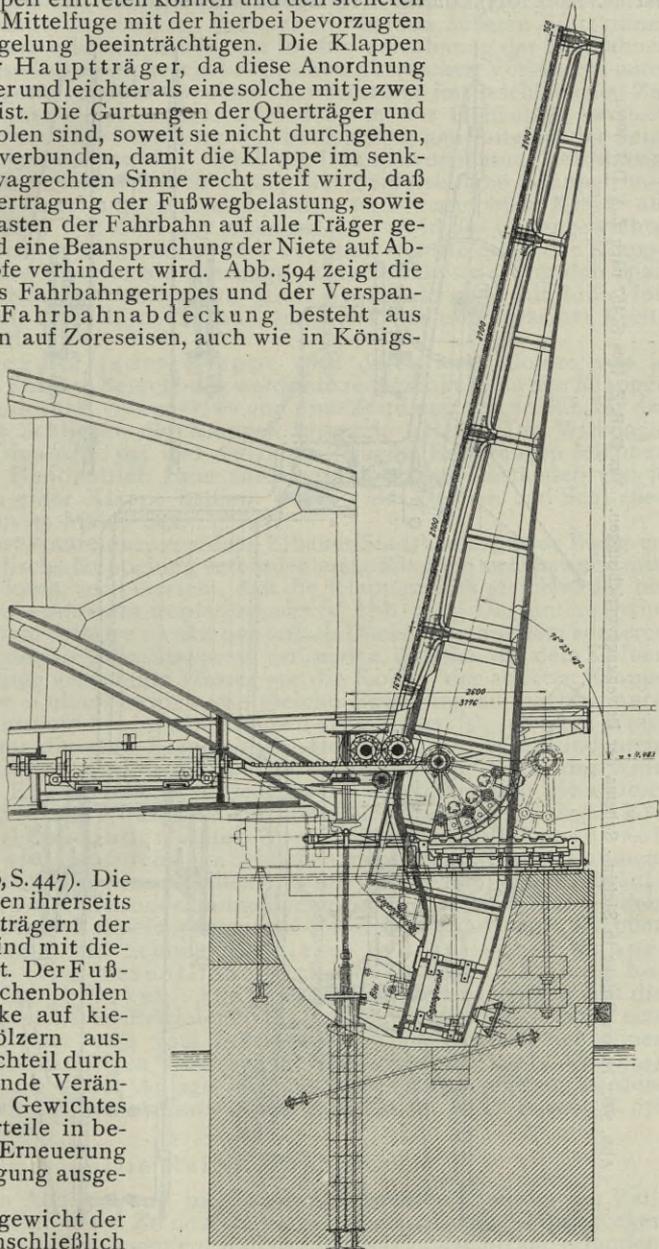
¹⁾ Vergl. D. B. Z. 1906 S. 157 sowie Z. d. V. D. I. 1905, S. 678 ff.

einer festen Drehachse durch äußere Einflüsse kleine Veränderungen in der Lage der Klappen eintreten können und den sicheren Schluß an der Mittelfuge mit der hierbei bevorzugten Daumenverriegelung beeinträchtigen. Die Klappen haben je vier Hauptträger, da diese Anordnung (Abb. 504) steifer und leichter als eine solche mit je zwei Hauptträgern ist. Die Gurtungen der Querträger und Fußweg-Konsolen sind, soweit sie nicht durchgehen, durch Bleche verbunden, damit die Klappe im senkrechten und wagrechten Sinne recht steif wird, daß eine gute Uebertragung der Fußwegbelastung, sowie auch starker Lasten der Fahrbahn auf alle Träger gewährleistet und eine Beanspruchung der Niete auf Abreißen der Köpfe verhindert wird. Abb. 594 zeigt die Anordnung des Fahrbahngerippes und der Verspannungen. Die Fahrbahnabdeckung besteht aus Stahlgußplatten auf Zoreisen, auch wie in Königs-

Abb. 593.
Aus D. B. Z.
1906 S. 157.
(Nach Z. V. D. I.
1905.)

Hansa-
Brücke in
Stettin.
Konstruktion
der Klappe, die
in ihre
äußerste Lage
aufgeklappt ist.

Rechts punktiert:
geschlossene
Lage der Klappe.

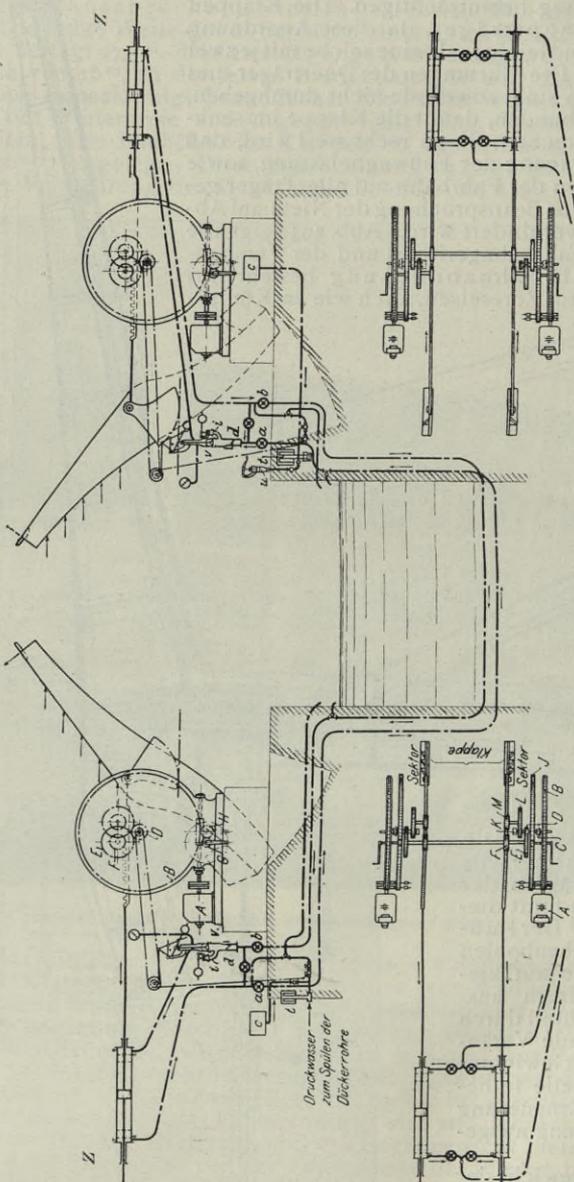


berg (s. Abb. 580, S. 447). Die Belageisen liegen ihrerseits auf den Längsträgern der Klappen und sind mit diesen fest vernietet. Der Fußweg ist mit Eichenbohlen von 60 mm Dicke auf kiefernen Lagerhölzern ausgeführt. Der Nachteil durch die so entstehende Veränderlichkeit des Gewichtes wird durch Vorteile in bezug auf leichte Erneuerung und die Befestigung ausgeglichen.

Das Gesamtgewicht der Klappen ist einschließlich der Gegengewichte rd. 350^t. Dieses setzt sich zusammen aus 153^t Gußeisen und 32^t Blei, welches

gesondert in den höher gelegenen Teilen des Gegenarmes untergebracht ist (s. Abb. 593), damit der Gesamtschwerpunkt in die ziemlich hoch

Abb. 595. Hansa-Brücke in Stettin. Schema der Bewegungsvorrichtungen. Aus D. B. Z. 1906 S. 157 nach Z. V. D. I. 1905).



A = Elektromotor von 27 PS. zum Antrieb der Schnecke. B = Schneckenrad. C = Kuppelung der Achsen der Räder B und J. D = Triebfling auf der Achse von B. E = Stirnrad auf der durchgehenden Betriebswelle, angetrieben durch D. F = Triebfling auf der Betriebswelle, wirkend auf die Zahnstange, welche im Drehpunkt des Rollsektors der Klappe und zugleich im Schwerpunkt der letzteren angreift. G, H = Handkurbeln für den Betrieb, falls der Schnecken-Antrieb versagt. I, K, L, M = Räder zum Antrieb der Zahnstange durch die Handkurbeln. N = Hydraulische Zylinder, gekuppelt mit den Antrieb-Zahnstangen der Klappen (auch als Bremsen zu benutzen, falls die Klappen nicht in Verbindung stehen). O und P = Schieber zur Ausschaltung der hydraulischen Verbindung zwischen den Klappen. Q, R, S, T = Drosselklappe bzw. Ventile zur Regelung der Geschwindigkeit der Klappenbewegung.

gelegene Drehachse fällt. Es ist so von dem Verfahren abgesehen, den Schwerpunkt etwas unter und neben die Drehachse zu legen, um damit

eine Bremsung der Klappe vor ihren beiden Endlagern zu erzielen. Die Zwangsläufigkeit der Klappenbewegung in der Richtung der Brückenachse ist dadurch bewirkt, daß nur die beiden äußeren Stützkränze einen Zahnkranz erhalten haben, der in eine Verzahnung der Rollbahnen eingreift. Diese liegen nicht wie bei den amerikanischen Vorbildern unter den Hauptträgern, sondern daneben. Zur Stützung im geschlossenen Zustande dienen nicht sie, sondern besondere, in der Höhenlage verstellbare Lager. Die Verriegelung der beiden Klappen miteinander beim Schließen erfolgt, wie erwähnt, durch die Daumenvorrichtung selbsttätig, damit stets eine gleiche Durchbiegung der beiderseitigen Klappen und zugleich eine Verteilung der senkrechten und wagrechten Kräfte auf beide stattfindet. Wie Abb. 593 erkennen läßt, ist in der Gegengewichtsgrube ein Puffer am Pfeilermauerwerk befestigt, der die Stöße der Klappe auf eine größere Mauermaße überträgt. Eine Deckleiste ist für den Spalt zwischen den Klappen vorhanden, damit die Pferde nicht mit ihren Hufbeschlägen sich darin festklemmen können; er wechselt in seiner Breite zwischen 0 und 28^{mm}.

Die Bewegung jeder Klappe wird durch zwei Motore von je 27 PS. bewirkt. Für ihre Berechnung wurde ein rechtwinkelig zu den Klappen wirkender Winddruck von 30^{kg/qm} und eine Zeitdauer von 20 Sek. für das Öffnen sowie Schließen der Klappen zugrunde gelegt. Die Wirkungsweise ist aus den Abb. 595 und den hinzugefügten Erklärungen leicht zu ersehen. Der Handantrieb kann unter gewöhnlichen Umständen von je zwei Mann an einer Klappe bedient werden, das Öffnen und Schließen erfolgt dann in 35 bis 40 Sek.

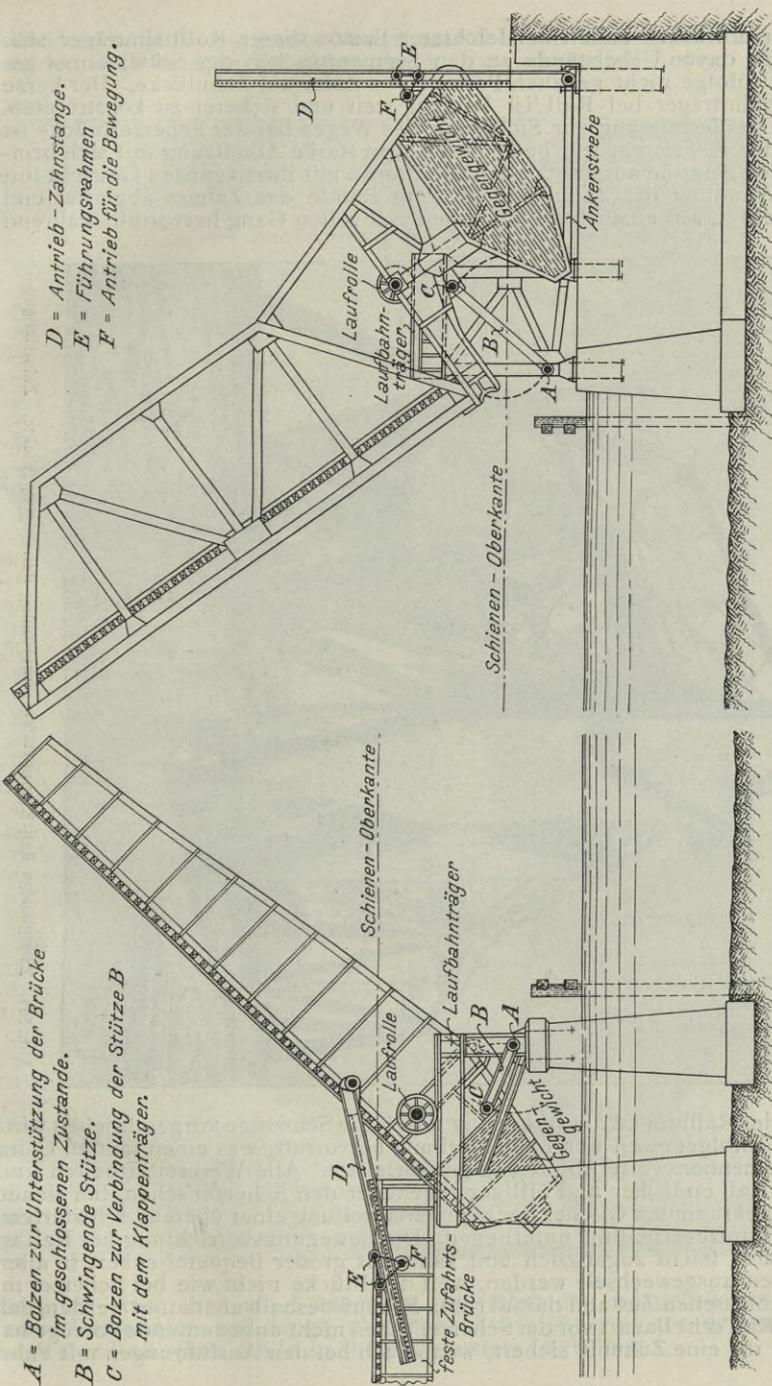
Eine höchst sinnreiche, von dem Erbauer Stadtbauinspektor Balg erdachte hydraulische Kuppelung verbindet beide Klappen zwangsweise miteinander. Dadurch wird erreicht, daß die Klappen sich gleichmäßig bewegen und leicht gesteuert werden können (s. Abb. 595). Der hintere Zylinderraum der einen Klappe ist nämlich mittels Dückerrohr mit dem vorderen Zylinderraum der anderen Klappe so verbunden, daß das von dem Kolben der einen Klappe verdrängte Wasser vor die Kolben der anderen Klappe tritt und diese Kolben zwingt, die gleiche Bewegung zu machen, auch wenn der Widerstand bei beiden Klappen verschieden ist, auch bei Wind, wenn dieser nur die eine Klappe trifft. Der Motor der vom Wind nicht gehemmten Klappe wird also die andere unterstützen. Wirkt der Wind schräg auf die Klappe, hemmt er die eine und beschleunigt er die andere, so heben sich diese Wirkungen auf, wenn sie genau gleich sind. Ein größerer Teil des hinderlichen Winddruckes wird dadurch aufgehoben. Es wird hierdurch beim Schließen nicht nötig, vor dem Daumen-eingriff die eine Klappe festzustellen und sie, wie bei der Schmiedebrücke in Königsberg, durch die andere mitnehmen zu lassen, wodurch Zeit verloren geht. Durch diese Kuppelung kommen selbst bei Wind beide Klappen glatt zum Eingriff und Schluß. In dieser hydraulischen Kuppelung besteht eine wesentliche Sicherheit bei elektrisch betriebenen Klappbrücken. Alle Bewegungen, Verriegelungen und die sonstigen zum gesicherten Betrieb nötigen Vorkehrungen werden durch eine elektrische Steuerung vom Brückenmeister aus bewirkt, der seinen Stand in dem rechtsseitigen Turm auf der Oberstromseite hat (s. Abb. 594). Eine Beschreibung dieser Anlage soll hier jedoch nicht gegeben werden; es sei deswegen auf den Aufsatz in der Zeitschr. d. V. D. I. 1905 S. 678 und flg. verwiesen.

β. Die Rall-Klappbrücken.

Die in den Abb. 596 und 597, S. 461 dargestellten Bauarten der Rall-Klappbrücken sind die z. Zt. neueste Form amerikanischer Klappbrücken und von dem deutschen Ingenieur Rall der Strobel Co. in Chicago erfunden, dem Verfasser auch alle Angaben und örtlichen Prüfungen gelegentlich seiner Anwesenheit am Michigan-See verdankt. Im geschlossenen

Zustand stützt sich der Hauptträger mittels eines besonderen Zapfens *A* auf den Lagerstuhl nahe der Vorderkante des Pfeilers, was bei Scherzer im allgemeinen mit Ausnahme der Balg'schen Bearbeitung für die Hansabrücke in Stettin (s. S. 457) nicht der Fall ist. Das ist aber grundsätzlich schon ein Vorzug jeder beweglichen Brücke, damit die für Verkehrslasten-Uebertragung dienenden Teile anderen Konstruktions-Bedingungen entsprechend ausgebildet werden können, als die für die Bewegung bestimmten Stützteile. Im bewegten und offenen Zustand ruht die Klappe auf einer voll ausgebildeten Rolle, die im geschlossenen Zustand ein wenig über der wagrechten Rollbahn ruht. Im Mittelpunkt dieser Rolle ist der Schwerpunkt der Klappe. *B* ist eine Schwinge, welche sich um einen festen Punkt am Pfeiler dreht und mittels eines Zapfens *C* an den Klappenbalken befestigt ist. Beim Öffnen dreht sich zunächst dieser um *A*, bis die Rolle in voller Belastung sich auf ihre Bahn legt und wagrecht rückwärts rollt, während der Zapfen *C* einen Kreis beschreibt mit der Schwinge um *A* als Halbmesser. Hierdurch wird die Bewegung der Rolle auf der ebenen, wagrechten Bahn eine zwangsläufige. Jeglicher Zahneingriff wird überflüssig. Die Bewegungs-Bedingungen sind nicht ganz einfach. Die Klappen lassen sich zurückdrehen, bis das freie Ende der Klappe nahezu senkrecht über dem festen Drehpunkt *A* liegt, soweit wie es zur völligen Freigabe der Durchfahrt erforderlich ist. Die Bewegung ruft ein elektrisch angetriebenes Zahnrad *F* hervor, das, wie in der Abb. 596 angedeutet, an dem Ueberbau der Landöffnung befestigt ist und eine um einen Punkt der Klappe drehbare Zahnstange anzieht oder wie in Abb. 597 angedeutet, am oberen Punkt der Klappe festsetzt und sich an einer um einen festen Punkt des Pfeilermauerwerkes drehbaren Zahnstange herunterarbeitet. Die Zahnstange wird durch zwei Gegenrollen *E*, welche in unverrückbarer Verbindung mit dem Zahnrad sind, zur sicheren Kraftübertragung gehalten. Die Abb. 596 stellt die Bauart mit Fahrbahn oben, wie sie z. B. als zweiflügelige Klappbrücke von 43^m Durchfahrtsweite über den Illinois River ausgeführt ist, dar. Die Abb. 597 ist eine einflügelige Klappbrücke, welche in viergleisiger Ausführung für Doppelgleise, also vorläufig achtgleisig dicht nebeneinander über den East Chicago Canal bei Indiana Harbor mit 26^m Spannweite im Jahre 1909 von der Strobel Co. (s. Abb. 598 und 599) gebaut worden sind und von deren Einrichtung und tadelloser Arbeit Verfasser Gelegenheit hatte, sich persönlich zu überzeugen. Eine besondere Kammer ist bei dieser Bauart nicht erforderlich. Hier ist *F* am Hinterarm und die Zahnstange *D* am Widerlager drehbar gelagert. Bei dem Zurückrollen erfordert das hintere Ende der Klappen-träger mit dem Gegengewicht wenig Raum. Es umfaßt zweiteilig die Rollenbahn, wie aus der Abb. 599 klar zu erkennen ist und bewegt sich neben den Landpfeiler-Flügelmauern nur wenig unter Schienenoberkanten hinab. Die beiden Gegengewichte einer Brücke betragen 340^t. Der wagrechte Weg der Rollen beträgt nicht ganz 5^m, der Hinterarm ist 8,5^m lang. In der Einschränkung dieses Weges liegt die Wirtschaftlichkeit dieser Bauart begründet. Abb. 598 läßt bei der geöffneten Klappe die gußeiserne Rolle mit Stahlreifen von 1,40^m Durchmesser und 0,63^m Breite erkennen, welche rd. 2,5^{t/cm} trägt. Jede Brücke hat zur Bewegung zwei 35 PS.-Motore, von denen bei gewöhnlichem Wind in einer Minute Aufklappen nur im Ganzen 25 PS. erforderlich sind.

Die Rall-Klappbrücke macht also die Klappbewegung wie die Scherzer'sche auch mit einer Abrollvorrichtung, aber mit wesentlich kürzerer Bahn. Bei einer Reihe von derartigen Eisenbahnbrücken mit Fahrbahn unten ist die Bahnlänge bei Scherzer meist $\frac{1}{3}$ der Klappenstützweite, in den seltensten Fällen $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{5}$, während das Verhältnis bei Rall im vorliegenden Fall $\frac{1}{6}$ beträgt. Dies Verhältnis läßt sich hier durch tiefste Lage im Drehpunkt *A* auf ein Mindestmaß bringen. Dadurch werden bei Rall die Stützträger für die Rollbahn kürzer und leichter. Bei den großen



*A = Bolzen zur Unterstützung der Brücke im geschlossenen Zustande.
 B = Bolzen zur Verbindung der Stütze B mit dem Klappenträger.
 C = Bolzen zur Verbindung der Stütze B mit dem Klappenträger.*

*D = Antriebs-Zahnstange.
 E = Führungsrahmen
 F = Antrieb für die Bewegung.*

Abb. 596 und 597. Konstruktion der Rail-Klappbrücken (Strobel Steel Construction Co. in Chicago).

Scherzerbrücken haben bei leichterer Bauart dieser Rollbahnträger sich infolge davon Uebelstände an den Segmentstücken des Stützkranzes gezeigt infolge nicht genauen Passens von Zahn auf Zahnücke. Der kurze Rollbahnträger bei Rall ist leichter steif und sicherer zu konstruieren.

Die Verzahnung zur Sicherung des Weges bei der Scherzerbrücke ist bei der Bewegung, wie beobachtet, dem starke Abnutzung mit sich bringenden Angriffe ausgesetzt, daß die Brücke mit ihrem ganzen Gewicht mit der Wandung der Zahnücke an dem Rande des Zahnes abgleitet und schneidet, was einen harten und geräuschvollen Gang hervorruft, während

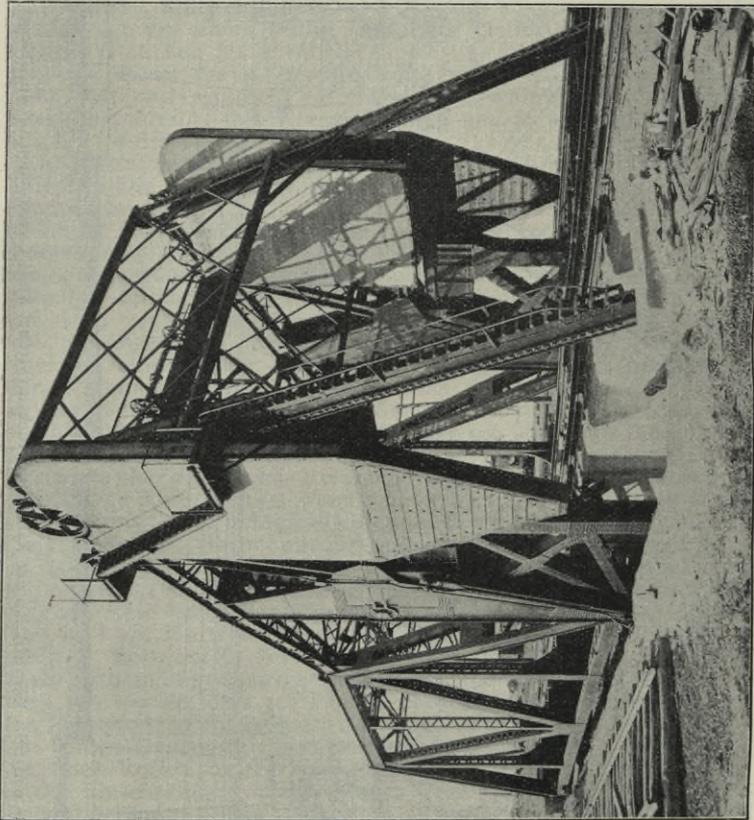


Abb. 599. Zweigleisige Rall-Klappbrücke. Anordnung der Gegengewichte, Zahnstangen.

bei der Rallbrücke die Bewegung durch die Schwinge vorgeschrieben wird und infolgedessen nur Zapfenreibung hervorruft, was einen sanften Gang ohne nennenswerte Abnutzung gewährleistet. Alle Werkstattarbeiten sind bei Rall einfacher und billiger gegenüber den Scherzer'schen, bei denen die gekrümmten Glieder der Segmentabrollung einer überaus schwierigen Werkstattbearbeitung unterliegen. Die Bewegungsvorrichtung bei Rall ist einfach, leicht zugänglich und kann mit großer Bequemlichkeit in allen Teilen ausgewechselt werden, weil die Brücke nicht wie bei Scherzer im geschlossenen Zustand darauf ruht. Es muß deshalb anerkannt werden, daß die Rall'sche Bauart vor der Scherzer'schen nicht unbedeutende Vorzüge hat und ihr eine Zukunft sichert, wenn auch bei den Ausführungen mit Fahr-

bahn unten noch ein großer Mangel an Schönheit anhängt, dem Herr zu werden nach einigen Versuchen nicht allzu schwer fallen wird. Beide

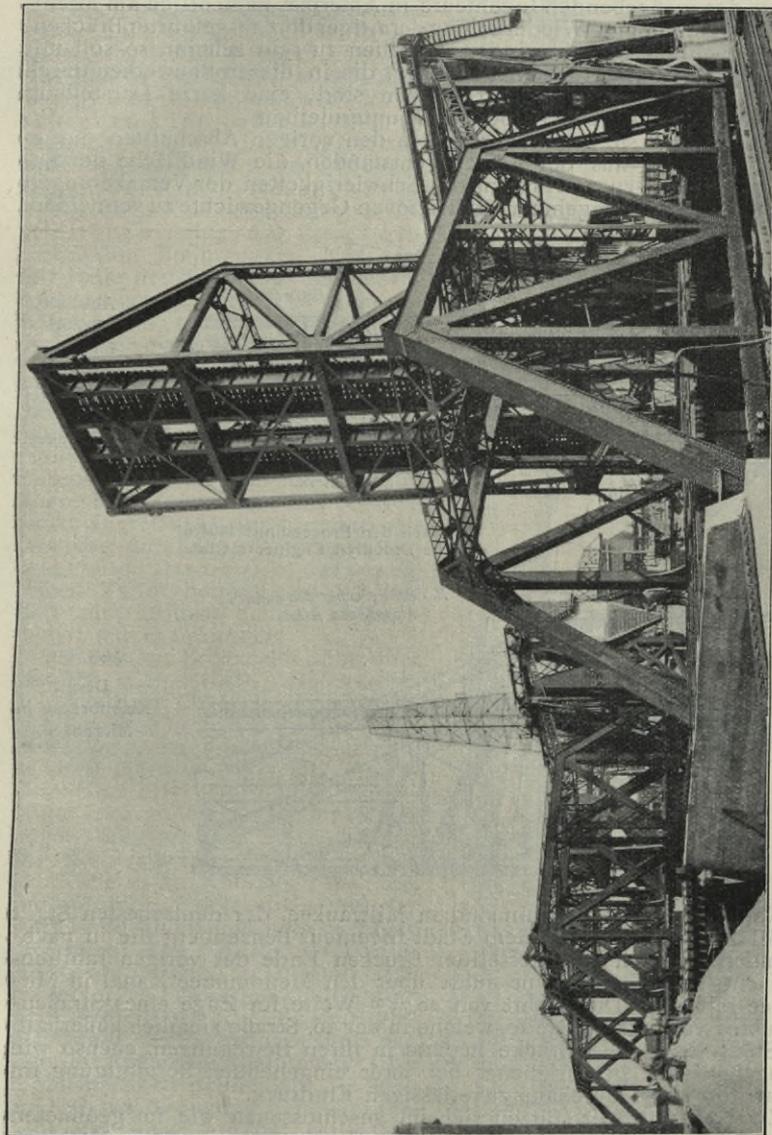


Abb. 598. Rall-Klappbrücke (sgeleisig) über den East Chicago Canal bei Indiana Harbor. Erbaut von der Strobel Steel Construction Co. in Chicago.

Bauarten sind aber ein Fortschritt gegenüber den Klappbrücken mit festen Drehachsen, bei denen die Drehachse nicht weit vor derjenigen Lage der Rall'schen Rolle in ihrer hintersten Lage liegt.

4. Klappbrücken mit festen und beweglichen Drehachsen.

Wenn auch die Bedeutung dieser Bauart für den deutschen Brückenbau eine geringe ist und nach den vom Verfasser beobachteten Stimmungen der maßgebenden Ingenieure in Amerika, namentlich am Michigansee, die Neigung zur Wiederholung derartiger dort ausgeführter Brückenbauten erheblich im Schwinden begriffen zu sein scheint, so soll mit Rücksicht auf die lehrreichen Gedanken, die in diesen Bauwerken durch deutsche Ingenieure verkörpert worden sind, eine kurze Darstellung auch der Vollständigkeit halber nicht unterbleiben.

Zumeist sind sie gegenüber den in den vorigen Abschnitten dargestellten Bauarten aus der Absicht entstanden, die Windfläche der geöffneten Klappen zu verringern, die Schwierigkeiten der Verankerungen des Sackbalkens zu umgehen und die großen Gegengewichte zu vermeiden.

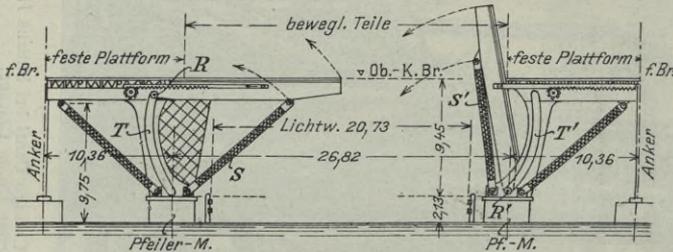


Abb. 600.
Brücke
über den
Menomonee-Kanal
in
Milwaukee.

(Nach den Proceedings 1904 of
the Brooklyn Engineers Club.)

S. = Schwerpunkt des aufzu-
klappenden Teiles.

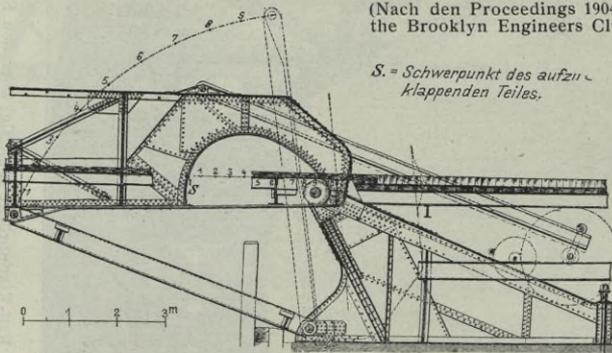


Abb. 601.
Desgl.
Klappbrücke in
Milwaukee.

Nach dieser Richtung hin sind in Milwaukee, der deutschesten Stadt am Michigan-See, unter dem Stadt-Ingenieur Benzenberg die in nachstehenden Beispielen dargestellten Brücken Ende des vorigen Jahrhunderts entstanden. Die eine führt über den Menomonee-Kanal in Milwaukee mit einer Durchfahrt von 20,73 m Weite im Zuge eines Straßen-Viaduktes von 18,29 m Breite, welche in der 16. Straße ziemlich außerhalb der Stadt liegt. Die Brücke machte in ihren Bewegungen, ebenso wie die nachstehend beschriebene, bei ihrer eingehenden Besichtigung im Januar 1910 einen durchaus zuverlässigen Eindruck.

Zwei Hauptträger stützen sich im geschlossenen wie im geöffneten Zustand auf eine Rolle *R* (s. Abb. 600) und eine Schwingstrebe *S* derart, daß sie bei der zweiflügeligen Anlage nach der Mittelfuge zu über die Schwingstrebe, welche sich gegen einen festen Punkt an der Vorderkante der Pfeiler stützt, vorkragen, wodurch die Hauptträger verhältnismäßig leicht ausgebildet werden konnten. Während nun beim Aufklappen sich

die Schwinge um den Stützpunkt nach oben dreht, sinkt der hintere Stützpunkt mit einer Rolle an einer Gleitbahn *T* entlang tief nach unten, somit einen großen Teil der Klappe unter dem Windschutz der Seitenöffnungen dem vollen Windangriff entziehend. Die Gleitbahn ist derartig gekrümmt, daß 1. der Schwerpunkt der ganzen beweglichen Klappe sich nur wagrecht verschieben kann, während sich die Stützwinge um das feste Stützgelenk dreht und daß 2. der Stützendruck der Rolle stets rechtwinkelig zum Kurvenelement der Gleitbahn steht. Aus diesen geometrischen Bedingungen läßt sich mit Hilfe der durch das Kräftedreieck zu dem gegebenen Gewicht der Klappe sich ergebenden Richtungen der beiden Stützdruke für jede beliebige Lage der Stützwinge Lage und Richtung des Kurvenelementes der Gleitbahn bestimmen. Die Gleitbahn ist in fester Verbindung mit dem Pfeileraufbau und dem Ueberbau der Seitenöffnung, in dem mittels einer wagrechten Zahnstange am Schwerpunkt angreifend, durch elektrische Getriebe die Klappenbewegung erzeugt wird. Das Gewicht des beweglichen Teiles beträgt nur 60t, die Zeit zum Öffnen bei 11 PS. Kraftbedarf nur 15 Sekunden.

Die andere Brücke überführt über dieselbe Wasserstraße, die wesentlich niedriger liegende Huronstraße in Milwaukee in 16,95 m Breite. (Eng. News 1897 v. 22 Aug.) Die Wasserstraße hat eine Breite von 67 m, die Schiffsdurchfahrt 28 m. Die beiden Hauptträger sind gleichfalls leichte Kragträger, die sich auf Stützwinge und Rolle stützen. Jedoch ist hier die Rolle *B* (s. Abb. 601) fest auf dem eisernen Pfeileraufbau und die Stützfläche findet sich in den Träger eingebaut. Die Stützfläche ist als Gleitbahn derartig gekrümmt, daß wiederum der Schwerpunkt sich wagrecht bewegt und die Schwerlinie, Mittellinie der Schwinge und der jeweilige Krümmungshalbmesser sich in einem Punkte schneiden. Im letzten Teil der Bewegung hebt sich die Gleitbahn etwas von der Rolle ab, sodaß die Klappe von der Stützstrebe und der Zahnstange gehalten wird, welche in gleicher Weise wie bei der anderen Brücke zur Bewe-

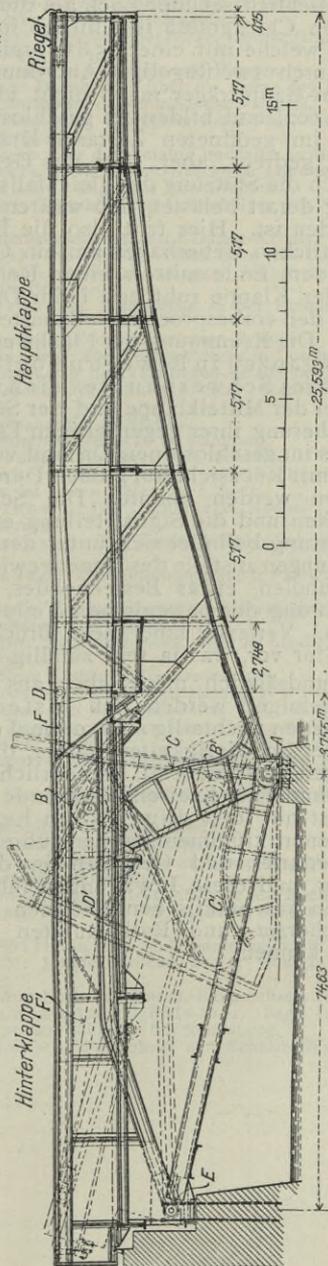


Abb. 602. Klappbrücke über den Chicagofluß in Chicago im Zuge der Ashland Avenue. *A* = Drehpunkt der Hauptklappe, *E* = desgl. der Hinterklappe; *B* = Rolle der Hinterklappe zur Führung auf der Laufbahn *C*; *D* = Antriebspunkt des Antriebsgestänges *F*.

gung dient. Das Klappengewicht beträgt 115 t, da hier 45,3 t Gegengewicht notwendig waren.

Schließlich sei hier noch auf die von Page 1902 erbaute Klappbrücke über den Chicagofluß in Chicago im Zuge der Ashland Avenue hingewiesen, welche mit einer 15,8 m breiten Straße eine 42,67 m breite Durchfahrt durch zweiflügelige Anordnung frei macht. Die Obergurte der Klappen-Hauptträger ragen nicht über die Geländerhandleisten hervor, (s. Abb. 602) und bilden im geschlossenen Zustand Dreigelenk-Fachwerkbogen, im geöffneten Zustand Kragträger. Sie werden um das untere Gelenk gedreht, aber statt des Gegengewichtes am Hinterarm werden sie durch die Stützung des gleichfalls beweglichen Ueberbaues der Seitenöffnung derart belastet, daß während der Bewegung stets Gleichgewicht vorhanden ist. Hier tritt also die Eigenart der Erfindung, die Drehung des seitlichen Ueberbaues um ein Gelenk am Endpfeiler hinzu, während das andere Ende mittels einer Rolle auf einer Stützfläche im hinteren Ende der Klappe ruht und beim Drehen der Klappe auf der (ähnlich wie bei den vorherbesprochenen Bauarten) gekrümmten Stützfläche (Abb. 602) abrollt. Die Krümmung der Fläche unterliegt wieder der Grundbedingung, daß die ganzen in Bewegung befindlichen Massen in der Höhenlage ihres Schwerpunktes sich nicht ändern. Zwischen den Drehpunkten der Mittelklappe und der Seitenöffnung sind feste Verbindungen zur Sicherung ihrer gegenseitigen Lage und zur Uebertragung des Bogenschubes im geschlossenen Zustand vorhanden; letzteres, damit der Strompfeiler mit Rücksicht auf großen Durchfluß-Querschnitt möglichst schwach gehalten werden konnte. Die Schließung des Scheitelgelenkes, der Schranken und die Signalstellung erfolgt durch Druckluft. Die Antrieb-Vorrichtung befindet sich unter der Brücke. Hat der Gedanke, die Seitenöffnungen anstelle des Gegengewichtes mit zur Gleichgewichtserzielung heranzuholen, etwas Bestechendes, so muß die dadurch herbeigeführte Vermehrung der beweglichen Teile als durchaus unerwünscht angesehen werden. Verfasser fand diese Brücke denn auch außer Betrieb und in Reparatur vor, was ja rein zufällig sein mag.

Grundsätzlich möge aber aus den Vorführungen der letzten Bauarten gefolgert werden, daß lastentragende gekrümmte Flächen entschieden nachteilig sind, einmal der erhöhten Kosten wegen, dann auch der Schwierigkeiten halber, diese baulich den Gleichgewichtsforderungen entsprechend, namentlich wenn es sich noch gar um große nicht einmal aus Kreisen bestehende Krümmungen handelt, herzustellen und last not least dauernd zu halten. Alle Abweichungen der verschiedenen krummen Bahnen führen zu erheblichen Steigerungen des Kraftbedarfes und Gefahren in der Standsicherheit wegen der Bewegung, und diese Erwägungen führen zum Schluß, daß diese Art von Brücken aus praktischen Gründen nicht entwicklungsfähig ist, während die Scherzer- und Rall-Bauarten auf besseren Grundlagen sich ausbilden können.

Literaturübersicht zu Kapitel VI.

- Zeitschrift für Bauwesen 1887, S. 81, W. Cauer: Hölzerne Rollbrücke in Dronheim.
 1894, S. 102: Hubbrücke über den Chicagofluß.
 " " " 1897, S. 515, Richter: Die Schmiedebrücke, eiserne Straßenklappbrücke in Königsberg i. Pr.
 " " " 1875, S. 11: Havelbrücke bei Potsdam und Werder.
 " " " 1889, S. 229, Janssen: Drehbrücke über die Peene bei Loitz.
 " " " 1896, S. 69: Die Drehbrücken des Nord-Ostsee-Kanals.
 Zentrabl. der Bauverwaltung, 1887, S. 147: Rollbrücke nach Kinipples Patent bei der Einfahrt zum Westhafen in Greenock.
 " " " 1903, S. 556: Hubbrücke über die Einfahrt im Hafen zu Magdeburg.
 " " " 1894, S. 57 u. 73, Eiselen: Die Tower-Brücke in London.
 " " " 1882, S. 30, Barkhausen: Englische Drehbrücken.
 " " " 1893, S. 465, Haesler: Gründung des Drehpfeilers der 7. Avenue-Brücke in New-York.
 " " " 1895, S. 265: Die Drehbrücken des Nord-Ostsee-Kanals.
 Zeitschr. des Ver. D. Ing. 1897, S. 755, S. W. Barber: Victoriabrücke über den Deefluß.
 " " " " " 1900, S. 765, K. Bernhard: Die Laenburger Hubbrücke aus: Der Elb-Trave-Kanal: die Brücken.
 " " " " " 1900, S. 779, K. Bernhard: Hubbrücke in der Hafenstraße zu Lübeck.
 " " " " " 1887, S. 487: Klappbrücke in der Charlotten-Brücke in Spandau.
 " " " " " 1894, S. 410, Barkhausen: Die Tower-Brücke in London.
 " " " " " 1894, S. 863: Klappbrücke in der Van Buren-Straße in Chicago.
 " " " " " 1894, S. 1147: Faltbrücken, Mitteilungen einer Studienreise von Barkhausen
 " " " " " 1905, S. 677: Die Hansabrücke in Stettin.
 " " " " " 1882, S. 297: Die Niederbaum-Brücke in Hamburg
 " " " " " 1882, S. 401, Barkhausen: Englische Drehbrücken.
 " " " " " 1897, S. 1017, F. Krukenberg: Die hydraulischen Einrichtungen für die Drehbrücken im neuen Hafen zu Lübeck.
 " " " " " 1900, S. 1415, K. Bernhard: Die Drehbrücke „Neuhof“ über den Reiherstieg bei Hamburg.
 " " " " " 1909, S. 809, K. Bernhard: Die Kaiser Wilhelm-Brücke in Wilhelmshaven.
 " " " " " 1901, S. 700, K. Bernhard: Die Weltausstellung in Paris (Schwebefähren).
 " " " " " 1906, S. 33, Lengeling: Landungsbrücke bei Swakopmund.
 " " " " " 1905, S. 714: Schwebefähre bei Runcurn.
 Deutsche Bauzeitung 1901, S. 432, Eiselen: Die Schmiedebrücke, eiserne Straßen-Klappbrücke in Königsberg.
 " " " 1906, S. 119, Benduhn: Neue Stettiner Straßenbrücken.
 " " " 1881, S. 159 u. 170: Die Niederbaum-Brücke in Hamburg.
 " " " 1888, S. 135: Drehbrücke über den St. Louis-Strom bei Duluth.
 " " " 1895, S. 173, Loewe: Die Drehbrücken des Nord-Ostsee-Kanals.
 " " " 1905, S. 573: Schwebefähre bei Duluth.
 " " " 1892, C. Koch: Eine tragbare und zerlegbare Brücke von veränderlicher Spannweite.
 " " " 1909, S. 362: Zweigleisige Eisenbahn-Drehbrücke im Hafen zu Duisburg-Ruhrort.
 Engineering 1897, S. 781, J. W. Barber: Victoriabrücke über den Deefluß.
 " " " 1894, S. 776: Lift bridge over the Chicago River (Halsted).
 Wochenblatt für Arch. u. Ing. 1881, S. 392. Die neue Honigbrücke in Königsberg in Preußen.
 Engineering record. 1895 u. 96: Drehbrücke über den Harlemluflu.
 " " " 1897: Zweigeschossige Eisenbahn- und Straßenbrücke auf Rock-Island,
 Handbuch der Ingenieur-Wissenschaften, II. Band, IV. Abteil.: Bewegliche Brücken, Dietz. 3. Aufl. 1907.
 Die Straßenbrücken der Stadt Berlin 1902, S. 199: Hubbrücke am Urbanhafen, S. 13: Pommernbrücken-Brücke, S. 20: Jungfernbrücke, S. 71: Königin-Brücke (Klappbrücke).
 Bewegliche Brücken. Vereinigte Masch.-Fabr. Augsburg und Masch.-Baugesellsch. Nürnberg. Der Bau des Kaiser Wilhelm-Kanals 1899. Von Schultz und Fülischer. Band I: Portalbrücke am Oberhaupt der Schleuse bei Rendsburg.
 Die Drehbrücken des Nord-Ostsee-Kanals. Loewe. Festschrift zur Kanaleröffnung 1895.

VII. Kapitel.

Eiserne Stützen und Pfeiler.

Bezüglich der allgemeinen Anordnung eiserner Unterbauten wird auf S. 41 und 42 verwiesen. Einige Einzelheiten seien hierzu durch Beispiele gegeben.

1. Pendelsäulen aus Gußeisen, wie sie namentlich bei den Unterführungen der Berliner Stadtbahn in umfangreicher Weise zur Anwendung gekommen sind, kommen jetzt seltener zur Ausführung. Sie sind der zentrischen Belastung wegen oben und unten gelenkig und wirken wie bewegliche Auflager. Der Querschnitt ist meist ein Kreisring, dessen Durchmesser in der Mitte des Säulenschaftes größer ist, damit das für die Knickkraft erforderliche Trägheitsmoment ohne erhebliche Querschnittszugabe an der gefährlichsten Stelle in einfacher Weise erzeugt wird. Hier deckt sich in der augenfälligsten Weise das statische Bedürfnis einer nach der Mitte zu anschwellenden Säulenstärke mit dem Schönheitsgefühl, gewiß ein Wink für den Ingenieur, daß diese Uebereinstimmung auch an anderer Stelle vorherrscht.

Abb. 603 zeigt die gußeiserne Pendelsäule mit allen Teilen, wie sie für die Schulterblatt-Unterführung in Hamburg zur Ausführung gelangt ist. Gußeiserne Säulen müssen stehend gegossen werden, damit die Wandungen gleichmäßig stark und dicht werden. Trotzdem sind solche Säulen nur schwer fehlerfrei herzustellen, ein Grund für ihre immer geringer werdende Anwendung.

2. An ihre Stelle sind mehr und mehr die aus Walzeisen zusammengenieteten Säulen getreten. Sie werden entweder hohl und geschlossen oder vergittert ausgeführt. Gebräuchliche Querschnitte holler, geschlossener Säulen bestehen aus vier Quadranteisen nach Abb. 604a und verstärkt nach Abb. 604b oder aus zwei C-Eisen mit aufgenieteten Kopfplatten nach Abb. 605. Die vergitterten Säulen sind gleichfalls aus C- oder I-Eisen gebildet, jedoch nur wie die Druckstäbe im Fachwerk mit Flacheisen oder Winkeleisen vergittert. Bei dieser Bauart

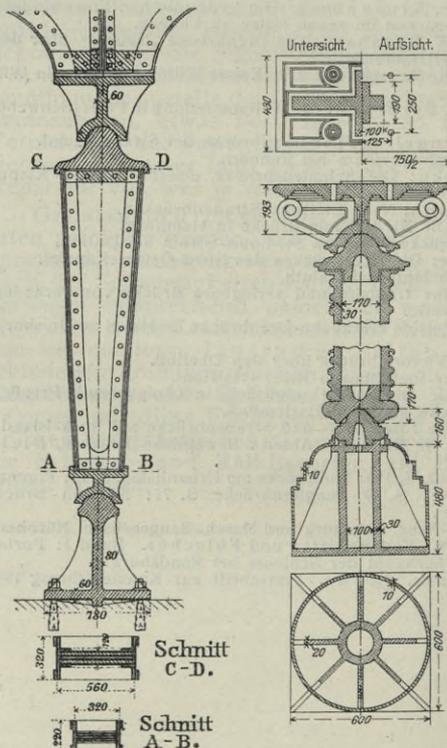


Abb. 608 a—c. Schmied-eiserne Pendelsäule.
Nach H. I. W. II, 3. Taf. XI.

Abb. 603. Gußeiserne Pendelsäule.
Nach H. I. W. II, 3. Taf. XI.

erreicht man den geschlossenen Säulen gegenüber den erheblichen Vorteil, daß sie für die Prüfung und Unterhaltung überall zugänglich sind. Für die Vergitterung der tragenden Profileisen gilt es, dieselbe Vorsicht zu beachten, auf die bereits im Kap. III Querschnittsbildung von Knickstäben S. 122—128 hingewiesen wurde.

Will man die Vorteile voller Wandungen mit denen der Zugänglichkeit aller Flächen vereinen, so wähle man die Kreuz- und I-Querschnitte, deren einfachste Form aus vier zusammengeführten Winkeleisen bzw. vier Winkeleisen und einem Blech besteht (Abb. 606). Die Mannigfaltigkeit und Fähigkeit, sich durch Hinzufügung weiterer Flach- und Winkeleisen selbst den größten Kräften anzupassen, macht diese Form für Säulen sehr geeignet. Die Abb. 607 a—g zeigt verschiedene Anordnungen.

Zur Verwendung gelangen diese einzeln stehenden Säulen überall da, wo nur wenig Platz zur Verfügung steht und erforderlich ist. Sie bilden eine gute Uebersicht der zu überbrückenden Straße, nach allen Seiten bewegliche Auflager und hindern die Bewegungen des Ueberbaues nach keiner Richtung. Bei genieteten Pendelstützen besteht die gebräuchlichste Bauart darin, die Kopf- und Fußgelenke durch Gußteile zu bilden.

Ein Beispiel dieser Art ist bei den Mittelstützen der Unterführung des Dammtor-dammes in Hamburg ausgebildet (Abb. 608 a—c). Die Stütze besteht aus dem eigentlichen Säulenschaft, der in I-Form aus Stehblechen, Winkeleisen und Kopfplatten zusammengenietet ist, und dem Kopf- und Fußgelenk, beide aus verschiedenen Gußteilen gebildet.

Bei den Gelenken ist darauf zu achten, daß die Kugelfläche und deren Pfannen so tief ineinander greifen, daß kräftige Seitenstöße die Säule nicht aus ihrer Lagerung verschieben können. Aus diesem Grunde darf die Säule an die Bordsteinkante auf den Gehwegen städtischer Straßen nicht näher als 50 cm herangerückt werden.

Die gleichzeitige Aufnahme einer Ankerkraft durch Pendelsäulen zeigen die Abb. 609a—e, die die nach allen Richtungen hin beweglichen Stützen am Ende der Hauptträger der bereits mehrfach erwähnten Treskow-Brücke (S. 297) darstellt. Um die negativen Kräfte aufnehmen zu können, ist ihre Grundplatte *d* mit dem Mauerwerk des Uferpfeilers verankert, und die Kopfplatte mit den Trägerenden verbolzt. Der Schaft ist mit beiden Teilen

Abb. 604 a u. b. Stützen aus Quadranteisen.

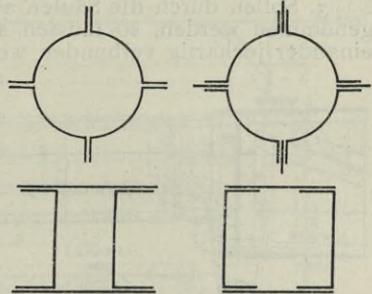


Abb. 605. Stützen aus I-Eisen.

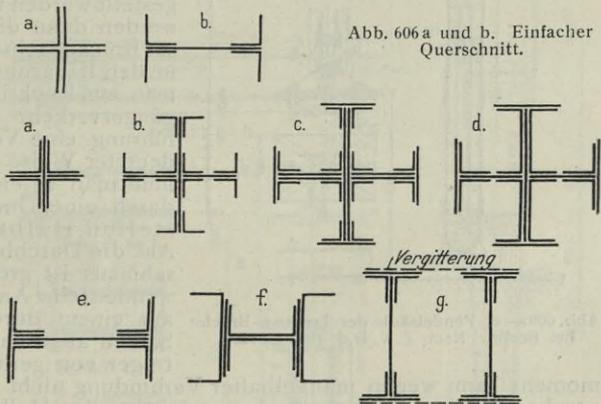


Abb. 606 a und b. Einfacher Querschnitt.

Abb. 607 a—g. Zusammengesetzte Querschnitte für Stützen.

durch Querzapfen z von 130 mm Durchmesser derart verbunden, daß kleinere Querbewegungen mit Rücksicht auf die freie Beweglichkeit des Windverbandes möglich sind, der hier nicht gestützt werden soll. Das ist durch kugelige Lagerung der Zapfen in den Augen der Grund- und Kopfplatten erreicht (s. Abb. b und c). In ihrer äußeren Erscheinung ist die Stütze von größter Einfachheit und ganz ihrem Zwecke entsprechend ausgebildet. Der Querschnitt ist \square -förmig aus zwei 300 mm hohen Stehblechen mit vier Winkeleisen zusammengesetzt. An den beiden Enden sind die Winkel halbkreisförmig um den Bolzen z als Mittelpunkt herumgeführt und die Stehbleche durch aufgelegte Platten genügend verstärkt, damit durch den Druck keine zu großen Pressungen an dem Bolzen entstehen. Die Verbindung der beiden \square -Hälften ist durch Bindebleche bewirkt.

3. Sollen durch die Säulen auch Kräfte quer zu Brückenrichtung aufgenommen werden, so müssen sie durch eine Kreuz-Verspannung mit einander jochartig verbunden werden. Bei gußeisernen Säulen geschieht

dies durch umgelegte Schellen, in denen die meist aus Rundeisen bestehende Verstrebung befestigt ist; doch wird diese Bauart auch nur noch selten in Anwendung gebracht. An die aus Walzeisen zusammengesetzten Säulenquerschnitte lassen sich leicht Knotenbleche nieten, mit denen dann ein zug- und druckfester Verband aus Winkeleisen in

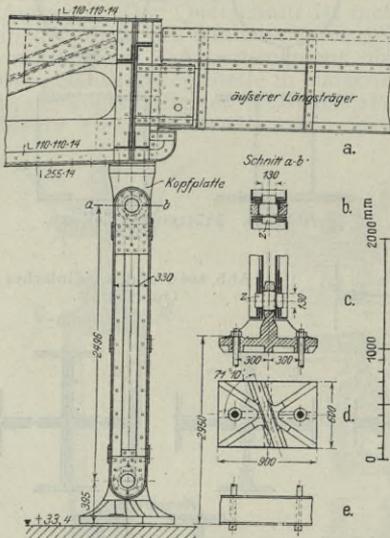


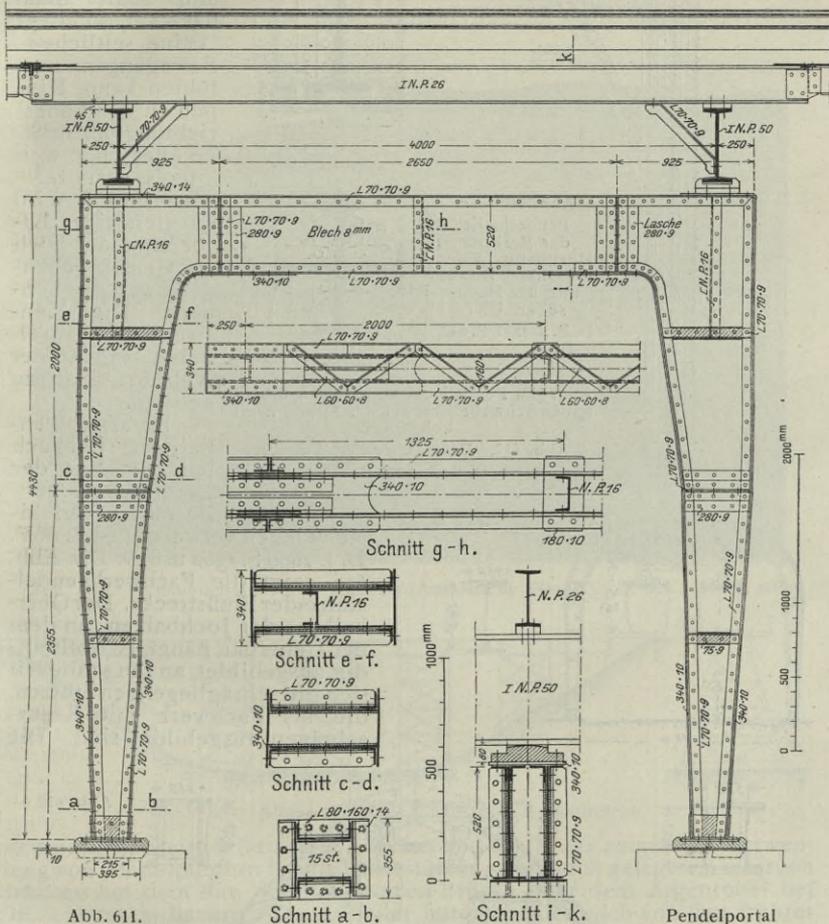
Abb. 609 a—e. Pendelsäule der Treskow-Brücke bei Berlin. Nach Z. V. D. I. 1905 S. 1268.

gestellt werden kann. Durch diesen werden dann die wagrechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte in den Baugrund überführt. Kann man aus Rücksichten auf den Fußgängerverkehr unter einer Unterführung eine Verbindung in angelegter Weise nicht herstellen, so muß man in entsprechender Höhe durch eine Querverbindung einen steifen Halbrahmen herstellen. Auf die Durchbildung dieses Halbrahmens ist große Sorgfalt zu verwenden; eine Anordnung, bestehend aus einem durch Schellen an die Säulen angeschlossenen Fachwerkträger von genügendem Trägheitsmoment kann wegen mangelhafter Verbindung nicht als Halbrahmen angesehen werden. Hier muß, eben so wie bei den Halbrahmen der offenen Brücke, die Verbindung zwischen Säulen und Querträger durch genügend kräftige Eckaussteifungen verstärkt sein.

In ästhetisch befriedigender Weise ist die Verbindung von genieteten Stützen bei dem Bau der Hochbahn in Berlin gelöst. Während die Stützen des Hochbahnviaduktes in der Bülowstraße, wie aus Abb. 37 S. 41 zu ersehen ist, schräggestellt durch Bogen mit entsprechenden Eckaussteifungen verbunden sind, zeigen die lotrecht stehenden Säulen in der Gitschiner Straße und am Halleschen Ufer (s. Abb. 610 a—c, S. 472) einen kräftigen Dreieckverband.

Auch zur Unterstützung der vom Verfasser entworfenen Anschlußbrücke am Endbahnhof Warschauer Straße der Berliner Hochbahn, auf welcher in scharfen Krümmungen die Gleisverbindungen nach dem neuen Wagenschuppen an der Rudolf-Straße liegen, sind zu Jochen verbundene, genietete

Säulen aus Flußeisen des freien Straßenverkehrs wegen verwendet. Die Abb. 611 zeigt ein solches Pendelportal. Der Querschnitt der Säulen ist allseitig geschlossen, er besteht aus zwei 8 mm starken Stehblechen, die eine lichte Entfernung von 160 mm haben, aus vier Winkeleisen 70·70·9 und Kopfplatten 340·10. Die Stützweite des Portales beträgt 4,0 m, seine Höhe bis zur Oberkante der 520 mm hohen Querverbindung rd. 4,4 m. Diese hat die gleichen Stehblechstärken und Gurtwinkel, nur die Kopfplatten kommen in Fortfall, wofür im Obergurt eine Vergrößerung



der Anschlußbrücke der Berliner Hochbahn an Station Warschauer Straße.

aus L 60·60·8 eintritt, während am Untergurt nur ein Flacheisen 180·10 vorgesehen ist. Der Übergang von der Säule zur Querverbindung ist ausgerundet, außerdem sind oben zwei Stöße von je 1325 mm von der Mitte entfernt angeordnet für die Zwecke eines guten und leichten Transportes und Zusammenbaues. Das Stehblech der Säulen ist nahe der Mitte ebenfalls gestochen, um den Verschnitt möglichst zu verkleinern. Bemerkenswert ist des Weiteren, daß auf die Ausbildung von Fußgelenken, wie vielfach

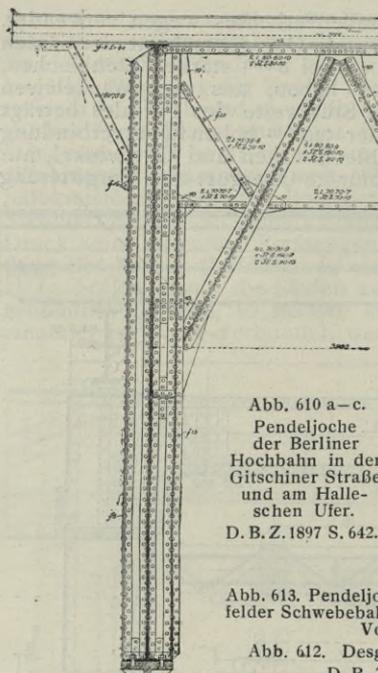
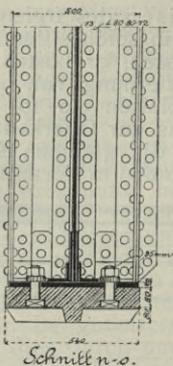


Abb. 610 a-c.
Pendeljoche
der Berliner
Hochbahn in der
Gitschiner Straße
und am Halle-
schen Ufer.
D. B. Z. 1897 S. 642.



Schnitt n-o.

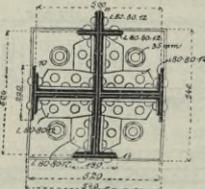


Abb. 613. Pendeljoche der Barmen-Elberfelder Schwebbahn auf der Straße nach Vohwinkel.

Abb. 612. Desgl. über der Wupper.
D. B. Z. 1900 S. 523.

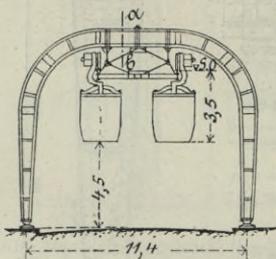


Abb. 613.



Derartige Pendeljoche sind auch bei dem Bau der Schwebbahn Barmen-Elberfeld-Vohwinkel verwendet (s. Z. d. V. D. I. 1900 S. 1382 u. 83). Die Abb. 612 zeigt die Fachwerkpendelstütze der Flußstrecke. Der Querbalken, der Jochbalken, an dem der Ueberbau hängt, ist vollwandig ausgebildet, an ihn schließen sich die schrägliegenden Stützen, die als Fachwerk mit Kreuzschrägen ausgebildet sind. Die

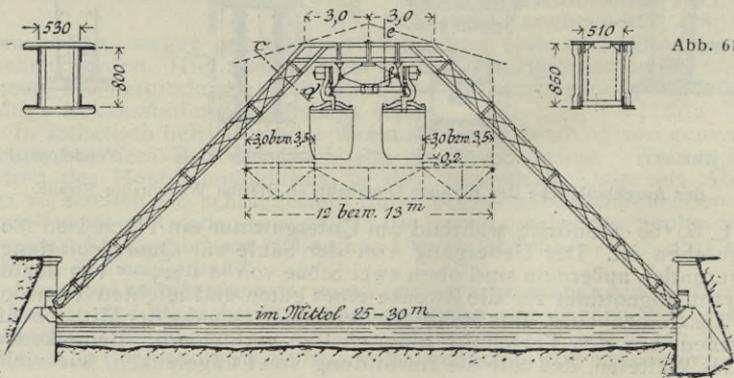


Abb. 612.

Auflagerplatten sind entsprechend schräg gestellt und haben eine Kugelfläche. Die Abb. 613 stellt Pendelstützen der Landstrecke obengenannter Schwebebahn in Bogenform dar. Der Jochbalken ist hier mit den senkrechtstehenden Stützen durch Viertelkreise verbunden. Die ganze Stütze ist vollwandig. Zum bequemeren Aufbau ist in der Mitte des Uebergangsbogens ein Gesamtstoß angeordnet. Auch hier ist die Oberfläche des Auflagers als Kugelfläche ausgebildet.

Vielfach angewendet werden die durch Querverbände gegen seitliche Kräfte ausgesteiften Säulen bei der Ueberbrückung von Talmulden. Sie ersetzen in diesem Falle die für die Auflagerung der seitlichen Brücken sonst

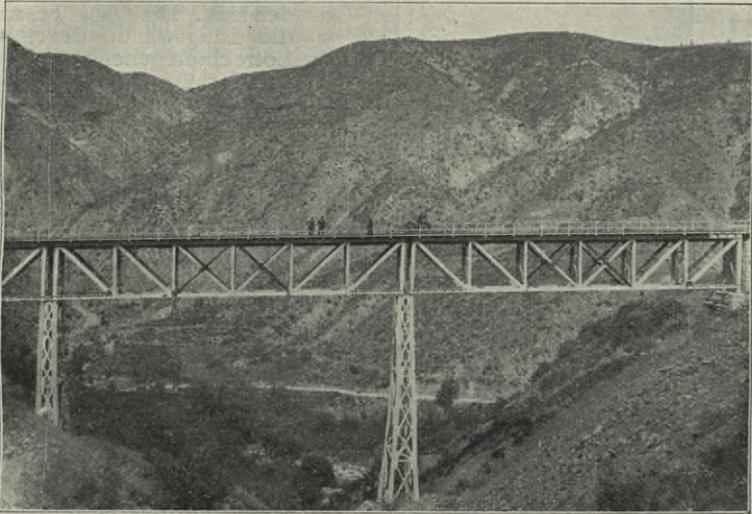


Abb. 616. Turmpfeiler des Yaila-Viadukts (Anatolische Eisenb.). D. B. Z. 1904 S. 420.

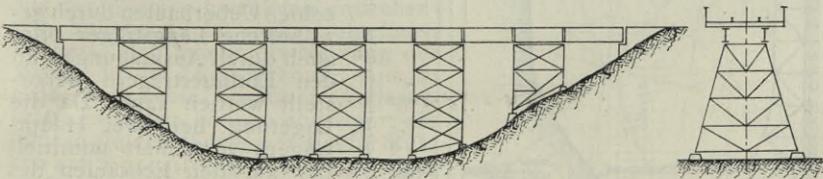


Abb. 617. Allgemeine Anordnung einer Gerüstbrücke.

notwendigen Steinpfeiler. Die Abb. 614 und 615 S. 474 zeigen die Verwendung von Pendelpfeilern für die Unterstützung von hoch gelegenen eisernen Brücken bei dem Bau der Feldstraßen-Brücke über dem Argentobel bei Grünenbach in Bayern. Diese Pfeiler unterscheiden sich von den früher behandelten dadurch, daß der eine Fußpunkt zur Aufnahme der Windkräfte festgelagert ist, während ein Rollenlager dem anderen Fußpunkt gestattet, der Wärme-Einwirkung in der Querrichtung zu folgen. Die Querschnitte der Säulen und des K-Verbandes sind I-förmig mit kreuzförmiger Vergitterung. Ist in einem Pfeilerfuß durch die wagrechten Kräfte ein negativer Auflagerdruck zu übertragen, so ist er entsprechend zu verankern.

Sollen von den Brückenhauptträgern Stützkräfte in beliebiger Richtung übertragen werden, so müssen die Unterstüzungen für sich allein standfest

sein, d. h. man muß Fachwerkpfeiler in Anwendung bringen. Nach ihrer äußeren Erscheinung teilt man die räumlichen Fachwerkpfeiler ein in Turm- und Gerüstpfeiler.

4. Die Turmpfeiler bestehen aus vier Ecksäulen, die durch Ausfachungen in den Seitenwänden und durch wagrecht liegende Querverbände in jedem Stockwerk miteinander unverschieblich verbunden sind. Die Querwie auch die Längswände liegen zur Lotrechten geneigt, und zwar im Verhältnis 1:6 bis 1:10. Hierbei macht man die Schräge der in der Längsrichtung liegenden Wand gewöhnlich größer als die der in der Querrichtung liegenden, da ja die Seitenkräfte in der Querrichtung meistens größer sind als die in der Längsrichtung. Die Füße müssen in der Regel verankert werden, damit sie die bei hohen Pfeilern auftretenden negativen Auflagerkräfte aufnehmen können. An ihrem oberen Ende tragen die Turmpfeiler die Auflager für den Ueberbau. Die Entfernung dieser Lager voneinander wird natürlich möglichst klein angenommen, damit die Verbindung zwischen den einzelnen Ueberbauten durch gewöhnliche Längsträger oder auch durch Auskragungen an den Endquerträgern hergestellt werden kann. Da die Lagerung bei zwei Hauptträgern vorteilhaft unmittelbar auf den Ecksäulen des Turmpfeilers stattfindet, so ergibt sich hieraus unter den vorliegenden Verhältnissen die obere Breite des Pfeilers gleich der Hauptträgerentfernung des Ueberbaues. Die Abmessungen auf den Fundamenten folgen für die Breite und Länge aus der Größe der Kräfte in der Quer- bzw. Längsrichtung. In der Längsrichtung der Brücke sind diese jedoch nicht sehr erheblich, meist nur aus Bremskräften herrührend, während in der

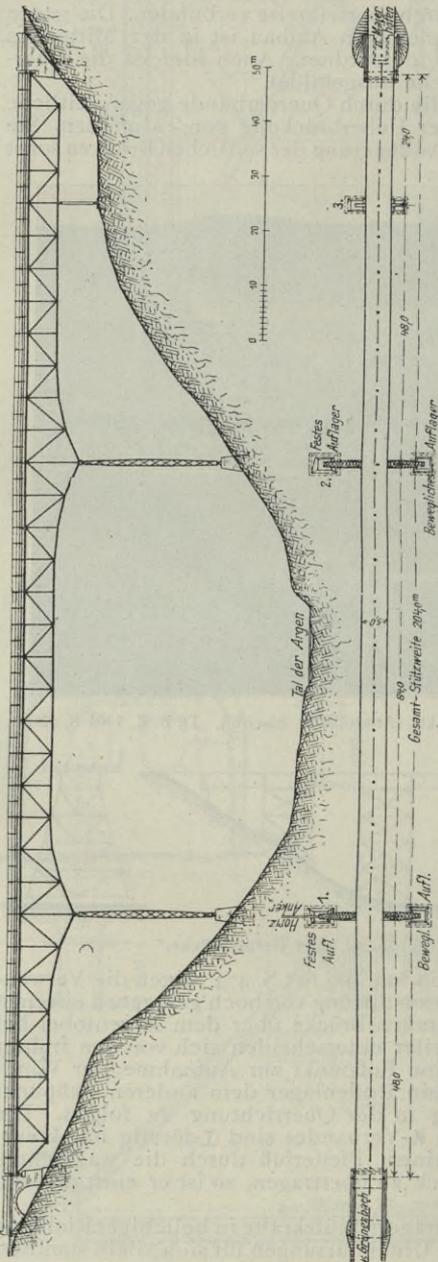


Abb. 614 a. und b. Feldstraßenbrücke über den Argentobel bei Grünenbach in Bayern. D. B. Z. 1907 S. 179.

Querrichtung die Windkräfte vorherrschend maßgebend sind. Die Lagerung der Ueberbauten auf den Pfeilern wird sich nicht immer so bewerkstelligen lassen, daß die oberen Querverbindungen keine Biegungsspannungen erhalten. Hierauf ist in jedem einzelnen Falle besondere Rücksicht zu nehmen. Die Querträger zwischen den Ecksäulen sind dann so stark zu machen, daß durch volle Belastung nur geringe Formveränderungen eintreten, die Nebenspannungen in den mit den Querträgern fest vernieteten Ecksäulen also nicht zu groß werden. Abb. 616 S. 473 zeigt den Yaila-Viadukt der anatolischen Bahn, einen kleineren Talübergang mit Turmpfeilern von rd. 25 m Höhe bei 30 m Abstand von einander.

5. Die Gerüstpfeiler unterscheiden sich äußerlich dadurch von den Turmpfeilern, daß sie in der Brücken-Längsrichtung bedeutende Abmessungen haben und die einzelnen Querwände in lotrechten Ebenen stehen. Die Gerüstpfeiler stehen häufig so, daß der Ueberbau zwischen zwei Pfeilern dieselbe Stützweite erhält, wie der auf dem Pfeiler selber. Diese Bauart eignet sich also besonders da, wo der Baugrund keine große Belastungen erhalten darf, viele kleine Fundamente also vorteilhafter sind.

Bei großen Abmessungen in Länge und Breite können die Füße der Pfeiler nicht mehr fest mit den Fundamenten verbunden werden, da diese dann die aus der Wärmeschwankung entstehenden Schübe nicht mehr aufnehmen können. Man macht die Neigung der Wände in der Längsrichtung dann so groß, daß keine negativen Auflagerkräfte entstehen können und lagert die Füße in gleicher Weise, wie dies für Brücken auf S. 344 Abb. 405 u. f. angegeben ist. Die Ausbildung der einzelnen Querschnitte unterscheidet sich von der für Fachwerkträger angegebenen nicht.

Die Verwendung von Gerüstbrücken, wie sie in Abb 617 S. 473 dargestellt ist, findet zu Vereinfachung der Aufstellung hauptsächlich in Amerika statt, wo sie früher der Billigkeit halber oft ganz aus Holz von unten aufgebaut wurden. In Deutschland findet man die Unterstützung durch Gerüstpfeiler meist abwechselnd mit Pendelpfeilern, sodaß zwischen je zwei Gerüstpfeilern mehrere Pendelpfeiler stehen, oder jene mit Vorteil

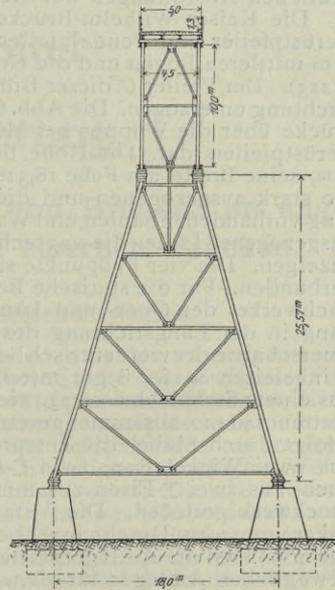


Abb. 615. Pendeljoch-Querschnitt zu Abb. 614.

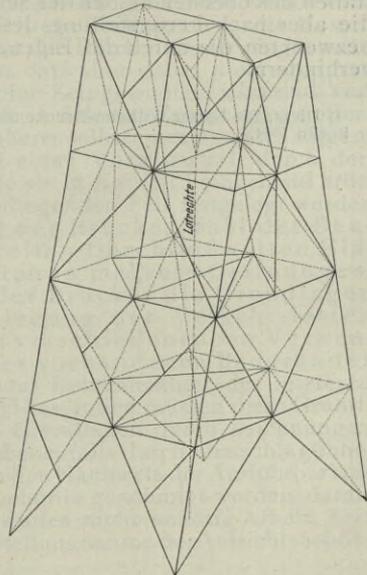


Abb. 618. Gerüstpfeiler Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten. (Nach Dietz.)

an den weniger hohen Abhängen verwendet werden. Für sehr hohe Pfeiler können wegen der aus der erforderlichen Knickfestigkeit sich ergebenden baulichen Anordnungen nur Gerüstpfeiler ausgeführt werden.

Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten¹⁾ hat Gerüstpfeiler und Pendelpfeiler, doch stehen hier die Pendelpfeiler auf dem mittleren Bogen und die Gerüstpfeiler auf den Abhängen (s. Abb. 281 S. 213). Der Pfeiler *C* dieser Brücke ist im folgenden einer genaueren Betrachtung unterzogen. Die Abb. 618 S. 475 (nach Dietz, Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten, Tafel 27) stellt das Stabnetz des Gerüstpfeilers dar. Die Höhe beträgt 46,652 m, die Länge des Pfeilers ist 15 m, seine Breite am Fuße 18,328, am Kopfe 5 m. In der Abbildung stellen die stark ausgezogenen und die gebrochenen Linien die in der Ausführung vorhandenen Säulen und Wandausfachungen dar, während die schwach ausgezogenen Linien die wagrechten Verbände in den einzelnen Stockwerken anzeigen. Die vier Fußpunkte sind unverschieblich mit den Fundamenten verbunden. Für die statische Berechnung ist die Zerlegung in zwei ebene Fachwerke, der Quer- und Längswand als zulässig erachtet. Bremswirkung in der Längsrichtung des Pfeilers kommen nicht in Betracht. Die Querschnitte der vierzentrisch belasteten Ecksäulen bestehen aus zwei durch Winkeleisen 80 · 80 · 8 gut miteinander vergitterten Blechträgern, welche aus einem Stehblech 600 · 12, vier Winkeleisen 100 · 100 · 10 und zwei Kopfplatten 240 · 12 zusammengesetzt sind. Die Ausfachung der Seitenwände erfolgt durch Stäbe, die entsprechend der in ihnen auftretenden Kräfte aus zwei Winkeleisen, zwei \square -Eisen bzw. Blechträgern in \square -Form oder auch aus zwei Γ -Eisen zusammengesetzt sind. Jede Säule ist in jedem Stockwerk gestoßen. Die Verankerung der Füße wird durch Rundeisenanker von 120 mm Durchmesser bewirkt. Genau über der Mitte der Ecksäulen befinden sich die Auflagerplatten der mit vier vollen Walzen ausgeführten beweglichen Auflager für den Ueberbau, sodaß Biegungsspannungen in den Abschlußstäben der Seiten- und Querwände nicht auftreten können. Für die Montage waren zwischen den sehr langen und schwachen Füllungsstäben des obersten Feldes der Seitenwände noch Winkeleisen angeordnet, die aber nach Fertigstellung des Pfeilers wieder abgenommen sind. Sie bezweckten, die durch das Eigengewicht eintretenden Durchbiegungen zu verhindern.

¹⁾ Dietz, Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper bei Müngsten. Verlag Jul. Springer in Berlin 1904.

VIII. Kapitel.

Bauausführung.

I. Vorbereitungen des Baues von Brücken im allgemeinen, insbesondere von eisernen Brücken.

a. Beschaffung des Brückenentwurfes.

Im allgemeinen empfiehlt es sich für jeden Bauherrn, wenn er nicht wie die Verwaltung des Staates und größerer Städte über geeignetes Personal verfügt, sich mit einem vertrauenswürdigen und bewährten Zivil-Ingenieur in Verbindung zu setzen, der Erfahrungen auf diesem besonderen Fachgebiete hat. Mit Bauunternehmungen oder Spezialfirmen von vornherein zu arbeiten, erscheint weniger ratsam, weil diese begreiflicher Weise mit seltenen Ausnahmen hinsichtlich der Frage, ob eine Brücke in Stein, Beton oder Eisen auszuführen ist, je nach ihrem Geschäftsbetrieb als vorgeeignet angesehen werden müssen. Für manche Bauherren hat es allerdings etwas Bestechendes, von solchen Firmen die Beschaffung des Entwurfes „kostenlos“ zu erhalten. Der Bauherr wird dadurch unter allen Umständen, wenigstens moralisch, der Firma gegenüber verpflichtet, und volkswirtschaftlich wird viel Arbeit und Zeit unnütz vergeudet, namentlich wenn er mit mehreren Firmen zugleich einen sogenannten Wettbewerb eröffnet. Die Kostenlosigkeit ist natürlich ein Unding, da ja die Kosten in der einen oder der anderen Weise von den Firmen wieder eingebracht werden müssen. Unter allen Umständen darf aber dabei nicht aus dem Auge verloren werden, daß hierdurch keine Zeit gewonnen wird und Verluste nach dieser Richtung hin den Verkehr und dessen Entwicklung treffen, in wirtschaftlicher Beziehung also den Bauherren selbst am meisten schädigen.

Zunächst handelt es sich meist um einen Vorentwurf, durch den die Grundlagen des Brückenbaues, wie sie in Kapitel I eingehend erörtert worden sind, für den besonders vorliegenden Fall festgelegt werden sollen, insbesondere Lage, Richtung der Brücke, Wahl der Baustelle, Längsgefälle, Durchfahrtsweiten, Durchflußweiten, Einteilung der gesamten lichten Weiten in mehrere Oeffnungen, Höhen- und Breitenbestimmung der Brücke, die Grundlagen der statischen Berechnung, Festlegung der Verkehrslasten und zulässiger Beanspruchung der verschiedenen zur Verwendung kommenden Baustoffe und des vorhandenen Baugrundes nebst den zur Feststellung der Lage und Beschaffenheit des letzteren erforderlichen Bohrungen. Unter allen Umständen müssen diese Grundlagen, bezw. der Vorentwurf, der diese Grundlagen durch Zeichnungen und Erläuterungsberichte darstellt, gegebenenfalls durch überschlägliche, statische Berechnungen, soweit es sich um den Nachweis der Ausführbarkeit handelt, durch die zuständige Aufsichtsbehörde genehmigt werden, damit bei der Aufstellung des Ausführungsentwurfes nicht unnötig Arbeit, Zeit und Kosten durch nachträgliche andere Stellungnahme der Aufsichtsbehörden verloren sind.

Jedenfalls ist der vorstehend angedeutete Weg der schnellere und unter Zugrundelegung der „Gebührenordnung des Verbandes Deutscher

Architekten- und Ingenieur-Vereine“ auch der billigere, da im allgemeinen selbst die Behörden nicht immer in der Lage sind, die ihnen verfügbaren Hilfskräfte in zweckmäßiger Weise auszunutzen. Natürlich liegt die Sache bei größeren Neubauten: Bahnhöfen, Eisenbahnen, Kanälen usw. durch Ansammlung besonders geschulter Hilfskräfte anders.

Bei größeren Einzelaufgaben des Brückenbaues dagegen wird, wo es sich namentlich auch um monumentale Bauwerke handelt, mit Erfolg der Weg des öffentlichen Wettbewerbes beschritten. Hierzu werden aus dem behördlich genehmigten Vorentwurf alle für die Ausarbeitung des Ausführungsentwurfes erforderlichen Grundlagen, nötigenfalls auch der ganze Vorentwurf zum Wettbewerb bekanntgegeben. Solch Wettbewerb ist unter Zugrundelegung der vom „Verband Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“ aufgestellten „Grundsätze für das Verfahren bei Wettbewerben auf dem Gebiete der Architektur und des Bauingenieurwesens“ auszuschreiben. Die Rheinbrücken bei Bonn, Worms, Mainz, Duisburg, die Elbbrücke bei Harburg, die Neckarbrücken in Mannheim und viele andere mit ihren erfolgreichen Anregungen und Fortschritten im Bau großer eiserner Brücken verdanken solchen Wettbewerben ihre Entstehung, insbesondere die Beschaffung mustergültiger Entwürfe. Mit diesen Wettbewerben ist meist außer der Lieferung des Ausführungsentwurfes, sowie aller Zutaten auch das Angebot auf Uebernahme aller Lieferungs- und Bauarbeiten verknüpft. Selten ist also aus letzterem Grunde hier Gelegenheit gegeben, Ideen-Entwürfe einzelner Ingenieure zur Geltung zu bringen, was an sich bedauerlich ist und einen großen Nachteil dieser Wettbewerbe im Brückenbau im allgemeinen bedeutet. Es ist kein Grund vorhanden, die bewährte Einrichtung bei der Beschaffung von Entwürfen eines Architekturwerkes nicht auch auf dem Gebiete der Ingenieurbaukunst anzuwenden. Vor allen Dingen würden große Kosten erspart werden können, wenn die Uebernahme der Bauarbeiten damit nicht verquickt würde, da der Bauherr durch Entwürfe ohne Angebote in den rechtlichen und moralischen Besitz ausführlicher Entwürfe gelangt, deren Ausführung er dann auf dem Wege der später zu erörternden Ausschreibung an besonders geeignete Bauunternehmungen, vornehmlich unter Berücksichtigung örtlicher Verhältnisse vergeben kann.

Viel unnötige Arbeit und Kosten und zuweilen auch viel Mißmut unter den der Baustelle benachbarten Unternehmern, die möglicherweise Steuerzahler des ausschreibenden Gemeindeverbandes sind, würde dadurch erspart werden können.

b. Genehmigung durch die Aufsichtsbehörden.

Bei einem Brückenbau spielt die meist sehr zeitraubende Genehmigung eine große Rolle. Alle Pläne und Einzelheiten nebst Berechnung sind in zwei- oder mehrfacher Ausfertigung bei den Aufsichtsbehörden einzureichen. Ist der Staat selbst der Bauherr, so sind seine Beziehungen zur Wasserbauverwaltung, Regierung, Landespolizei, insbesondere in Preußen, als die für die Genehmigung zuständigen Stellen eng miteinander verknüpft und es lassen sich die Genehmigungen naturgemäß schneller abwickeln und Berichtigungen kurzerhand bewerkstelligen. In anderen Fällen verlangt die Aufsichtsbehörde bei Vorlegen des Ausführungs-Entwurfes zur schnelleren Erledigung den Nachweis der Prüfung aller rechnerischen und statischen Aufgaben von einem hierzu geeigneten, bei der Aufstellung des Entwurfes nicht beteiligten Ingenieur (staatlich geprüften Baumeister). Dann kann die Landespolizei, insbesondere also die Strombehörde, sich darauf beschränken, nur nach der schneller zu erledigenden, rein technischen Seite hin die Prüfung des Entwurfes vorzunehmen, bezw. dessen Uebereinstimmung mit den im Vorentwurf genehmigten Grundlagen festzustellen.

Nicht unerwähnt soll bleiben, daß, wenn der Bauherr eine Privatgesellschaft oder eine Privatperson ist und es sich um die Ueberbrückung eines

öffentlichen Wasserlaufes oder sonstigen öffentlichen Verkehrsweges handelt, unter Umständen erhebliche Schwierigkeiten für die Genehmigung sich ergeben können. Namentlich wird es schwierig, wenn die Anlage dann zu nicht öffentlichen, also privaten Zwecken dient und es kann vorkommen, daß die Genehmigung zum Brückenbau grundsätzlich versagt wird, sobald dazu berechnigte dritte Personen Einspruch erheben.

Ueber öffentliche Straßen, Eisenbahnen und Schifffahrtswege zu erbaute Brücken werden allgemein im Entwurf durch die Aufsichtsbehörde öffentlich ausgelegt, um jedem dazu Berechtigten Gelegenheit zu geben, Einsprüche geltend zu machen.

c. Vorbereitung des Baues.

Diese kann bzw. muß, soweit damit nicht Bauarbeiten selbst verbunden sind, zum Teil schon während der unter I. und II. genannten Vorgänge in Angriff genommen werden, namentlich die zwecks Kostenfestsetzung wegen Beschaffung der erforderlichen Mittel nötigen Vorarbeiten. Nach dem Vorentwurf können die Kosten nur nach einer Schätzung ermittelt werden. Der Ausführungs-Entwurf selbst kann soweit durchgearbeitet werden, daß danach der Kostenanschlag aufgestellt werden kann. Bei eisernen Brücken handelt es sich demgemäß im Wesentlichen um Gewichtsschätzungen für den Ueberschlag, um genauere Gewichtsberechnungen für Veranschlagung der Baukosten und zu Vergleichszwecken und schließlich um unbedingt genaue Gewichtsberechnungen, die unerlässlich sind meist für Abrechnungen, stets aber für bewegliche Brücken, wegen genauen Verfolges der statischen Momente.

1. Bei Gewichtsschätzungen benutze man als Grundlage für die statische Berechnung die Angaben auf S 50 bis 63. Liegt schon das geometrische Netz des Tragwerkes im allgemeinen vor und ist die Ermittlung des stärksten Hauptträger-Querschnittes möglich, so können für eine Gewichtsschätzung folgende Angaben nach Vianello¹⁾ von Nutzen sein.

Der geometrischen Länge der Gurtungen (L in m) gebe man einen Längenzuschlag von $30 + \frac{L}{20}$ in cm und lege als Einheitsgewicht den stärksten Gurtquerschnitt zu Grunde; hierzu ist ein Zuschlag von 4,5 bzw. 6,5% für die Stöße bei 9 bzw. 6^m Stoßentfernung zu rechnen. Den aus den geometrischen Längen der Füllungsstäbe ermittelten Gewichten ist ein Zuschlag von 18 bzw. 30% für die Knotenbleche usw. bei 9 bzw. 4^m Stablängen hinzuzufügen. Für Querträgeranschlüsse sind 20 bis 30% des Querträgergewichtes für 10 bzw. 5^m lange Querträger zu rechnen; für Längsträgeranschlüsse 20% bei Anschluß an glatte Wände und 30%, wenn Futterstücke nötig sind. Vergitterung der Stäbe auf zwei Seiten: 60 · 30 5 gleich 11^{kg/m}; Flacheisen 60 · 10 (einfach) gleich 15^{kg m}; wie vor doppelt: 21^{kg m}; Querplatten: 4 bis 7^{kg/m}. Das Gewicht des Windverbandes rechnet man nach den geometrischen Längen mit Zuschlag von 30% für die Windbleche. Zu dem so ermittelten Gesamtgewicht mache man einen Zuschlag von 5% für Niete und Ungenauigkeit der Walzprofile.

2. Bei Gewichtsberechnungen für Veranschlagung der Baukosten und zu Vergleichszwecken muß ein Brückenquerschnitt in größerem Maßstab (1:20) und eine Zeichnung der Hauptträger im Maßstab 1:50 oder 1:100 vorliegen. Darnach läßt sich dann das Fahrbahngewicht ziemlich genau berechnen. Das Gewicht der Hauptträger und der Quer- und Windverbände wird durch Abmessen der Profillängen aus der Zeichnung ermittelt. Für Stöße, Knotenbleche und Querverbindungen schlägt man dann 25 bis 35% der Hauptträger zu, je nachdem das Tragwerk ein weitmaschiges mit wenig Knotenpunkten und Stößen ist oder ein engmaschiges

¹⁾ Vianello: Der Eisenbau, München und Berlin, Verlag von R. Oldenburg, 1905.

Tragwerk, wie beispielsweise eine Bogenbrücke mit vielen Knotenpunkten, bei welcher wegen der eckigen Führung der Gurtungen oft an jedem Knotenpunkt ein Stehblechstoß vorhanden ist.

Zu dem Gesamtgewicht wird dann für Nietköpfe und Abweichung in den Walzprofilen noch 5% zugeschlagen.

Will man sich mit dem vorher erwähnten rohen Zuschlag von 25—35% zum Gewicht Hauptträger, Quer- und Windverbände nicht beruhigen, was bei scharfem Vergleich oder Wettbewerb oft der Fall ist, so zeichnet man einen oder mehrere Knotenpunkte und Stöße zur genaueren Gewichtsermittlung heraus. Auch die Querverbindungen lassen sich leicht genauer feststellen. Hiernach ermittelt man den genaueren Wert der Zuschläge.

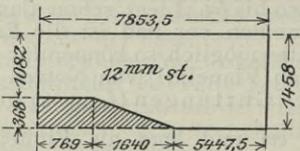
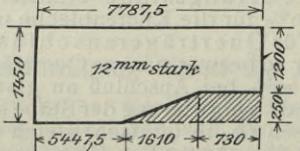
3. Unbedingt genaue Gewichtsberechnungen als Unterlage für die Abrechnung können nur auf Grund vollständiger Werkzeichnungen angefertigt werden. Hierbei sind alle Stäbe mit genauen Längen und die Bleche mit ihrer wirklichen Fläche einzuführen.

Als Schema einer solchen Gewichtsberechnung diene das Folgende:

Pos.	Anzahl	Gegenstand	Einzel- länge mm	Gesamt- länge m	Gewicht der Ein- heit. kg	Gesamt- gewicht kg
------	--------	------------	------------------------	-----------------------	------------------------------------	--------------------------

A. Eisenkonstruktion des Ueberbaues.

I. Hauptträger (Gewicht eines Hauptträgers).

1		Stehblech nach Skizze = 10,81 qm			94,2	1019
						
2	2	Stehbleche 1450 12	6375	12,75	136,6	1741
3	1	Stehblech nach Skizze = 19,91 qm			94,2	1028
						
4	2	Gurtwinkel 150 · 150 · 14	7929	15,85	31,65	502

Eine Hauptbedingung für eine übersichtliche Gewichtsberechnung ist die nötige Erläuterung der einzelnen Positionen und die Gliederung der Ausrechnung.

Als Zuschläge für Nietköpfe gelten folgende Zahlen:

- 1,5% für Trägerroste aus Walzeisen,
- 3,5 „ „ Blechträger,
- 2,5 „ „ Gitter- und Fachwerkträger,
- 0,4 „ „ vergitterte Stäbe,
- 1 „ „ Windverbände.

Der Eisenmennige-Anstrich gibt einen Gewichtszuschlag von $\frac{1,4}{\delta}$ kg für jede Tonne Eisenkonstruktion, wobei δ die mittlere Stärke des Eisens in cm bedeutet.

Das Gewicht der Eisenkonstruktion wird für Abrechnungszwecke schließlich auch unmittelbar durch Wägung festgestellt. Weicht das gewogene Gewicht von dem der geprüften Gewichtsberechnung um mehr als 2 bis 3% ab, so wird das Mehrgewicht in der Regel nicht vergütet. Der vielfach geübte Brauch, 2 bis 3% Zuschlag zu dem theoretischen, ohne Wägung ermittelten Gewichte vergütet zu erhalten, kann dem Lieferanten ohne besondere Vereinbarung nicht zugestanden werden.

4. Verdingung und Bedingungen. Im allgemeinen werden die Arbeiten und Lieferungen an geeignete Unternehmer auf dem Wege der öffentlichen oder beschränkten Verdingung vergeben. Meist empfiehlt es sich, die Eisenbauten von den übrigen Arbeiten zu trennen, um den Wettbewerb auf Eisenkonstruktions-Werkstätten insbesondere auszuweiten und damit die Heranziehung eines größeren Kreises von Firmen zu ermöglichen gegenüber den Ausnahmefällen, daß Firmen Brücken von den Gründungsarbeiten bis zur Fahrbahnverlegung zur Ausführung bringen als sogenannte General-Unternehmungen.

Als Unterlagen solcher Ausschreibungen dienen außer den Entwürfen, statischen und Gewichts-Berechnungen die allgemeinen und besonderen Bedingungen. Erstere enthalten die rechtlichen und geschäftlichen Beziehungen zwischen dem Bauherrn oder der Bauverwaltung einerseits und dem Unternehmer, dessen Vertretern, Geschäftsführern, Subunternehmern andererseits, ferner auch die Zahlungsart und dergl. In den letzteren sind die Fragen rein technischer Natur und die aus der vorliegenden besonderen Aufgabe und Oertlichkeit entspringenden Bedingungen der Bauausführung eingehend behandelt, insbesondere auch das Preisverzeichnis, welches dem Angebot zugrunde gelegt werden soll. Dieses muß übersichtlich die verschiedenen Leistungen, für die der Einheitspreis ausgeworfen werden soll, in unzweifelhafter Klarheit und unter Hinweis auf die betreffenden Bedingungen enthalten, namentlich muß er auch klaren Hinweis auf die vorgeschriebenen Baustoffe und deren Eigenschaften, d. h. welche Arten von Eisen geliefert werden sollen, aufweisen. Nicht fehlen dürfen die Festsetzungen von Fristen, Verzugsstrafen für Fristüberschreitungen, Gewähr für die Güte der Leistung und deren Sicherstellung durch Kautions. Als technische Bedingungen, die hierbei zu Grunde gelegt werden, kommen meist zwei in den wesentlichsten Punkten übereinstimmende in Frage, nämlich für preußische Staatsbauten:

a. Besondere Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Lieferung und Aufstellung von größeren zusammengesetzten Eisenkonstruktionen (Runderlaß vom 25. November 1891).

Für sonstige Bauten:

b. Normalbedingungen für die Lieferung von Eisen-Konstruktionen für Brücken- und Hochbau, aufgestellt vom „Verbande Deutscher Architekten- und Ingenieur-Vereine“, dem „Verein deutscher Ingenieure“, dem „Verein deutscher Eisenhüttenleute“, neu bearbeitet 1910, dessen Inhalt bezüglich der Lieferungs-Bedingungen für Schweiß-eisen, Flußeisen, Flußstahl und Gußeisen S. 101 bis 104 angegeben ist.¹⁾

Die neuen, auf den Baustoff bezüglichen Normalbedingungen haben, soweit sie auf S. 101 u. f. erwähnt sind, während der Drucklegung dieses Werkes noch einige weitere Ergänzungen erhalten. So ist zum ersten Absatz auf S. 103 über die Entscheidung, ob bei Abnahmen bei Flußeisen Ersatzproben erfolgen dürfen oder nicht, hinzugefügt, daß, wenn mehr als die Hälfte der vorgenommenen Proben den gestellten Anforderungen nicht entsprechen, das Material verworfen werden kann; anderenfalls sind für jede nicht genügende Probe aus anderen Stücken der betreffenden zur Abnahme gestellten Materialmenge zwei

¹⁾ Die Benutzung der Normalbedingungen und des 1910 erschienenen Nachtrages erfolgt unter Genehmigung genannter Vereine und Otto Meissner's Verlag in Hamburg.

neue Proben zu entnehmen. Entspricht eine davon wiederum nicht den Anforderungen, so kann das Material verworfen werden.

Die einzelnen Stücke, aus denen eine Fehlprobe entnommen ist, die auf ungenügende Materialbeschaffenheit schließen läßt, können verworfen werden. Jedoch ist der Lieferant berechtigt, die Tauglichkeit dieser Stücke durch weitere Proben nachzuweisen.

Zu den unter 2. S. 103 genannten, nur der Biegeprobe zu unterziehenden flußeisernen Blechen gehören auch alle Bleche von weniger als 5^{mm} Stärke. Die Rundeisenstäbe für Schrauben unter 3. sind hellrot warm zu machen, in Wasser von 28° C. abzuschrecken und dann so zusammenzubiegen, daß sie eine Schleife bilden, deren Durchmesser an der Biegestelle gleich der Dicke des Versuchsstückes ist. Dabei sollen sich keine Risse zeigen.

Außer den Baustoff-Eigenschaften enthalten die Normal-Bedingungen Bestimmungen über Herstellung und Abnahme der Eisenkonstruktionen, die hier auszugsweise wiedergegeben sind.

Die Herstellung der Eisenkonstruktion wird durch § 5 über Zeichnungen und Berechnungen eingeleitet. Sie sind, soweit sie vom Besteller herrühren, bei Zuschlagerteilung zu übergeben, anderenfalls der Liefertermin entsprechend hinausrückt. Sind sie für Hauptträger $\frac{1}{20}$ und für Teile $\frac{1}{10}$ bis $\frac{1}{15}$, so braucht der Unternehmer keine Zeichnungen mehr vorzulegen; er hat aber die Zeichnungen zu prüfen (nach Ansicht des Verfassers auch die statischen Berechnungen), und hat wegen Beseitigung von Fehlern und Unklarheiten beim Besteller vorstellig zu werden, da sie sonst ihm zur Last fallen; ebenso hat er Wünsche auf Abänderungen rechtzeitig schriftlich zu beantragen. Der Besteller kann Aenderungen auch nach Vertragsschluß verlangen nach vorheriger Vereinbarung von etwaigen Mehrkosten und Fristverlängerung.

Sind dem Unternehmer nur allgemeine Zeichnungen geliefert, so hat er Werkzeugzeichnungen anzufertigen und in zwei Ausfertigungen rechtzeitig, sodaß kein Aufenthalt bei der Arbeit eintritt, zur Prüfung dem Besteller vorzulegen, welcher hierzu zehn Tage Zeit hat, anderenfalls eine entsprechende Fristverlängerung eintritt. Vor Rückempfang einer Zeichnung erfolgen Materialbeschaffung und Arbeiten auf Gefahr des Unternehmers. Auf Verlangen hat der Unternehmer eine genaue Gewichtsberechnung zu fertigen, und zwar unter Zugrundelegung von $\gamma = 7,25$ für Gußeisen, $\gamma = 7,8$ für Schweißeisen und $\gamma = 7,85$ für Flußeisen und Stahl.

§ 6. Bearbeitung.¹⁾

Die sämtlichen Konstruktionsteile müssen genau den Zeichnungen entsprechen und folgende Bedingungen erfüllen:

1. Die durch Nietung oder Verschraubung zu vereinigenden Eisenteile sind genau auszurichten, sodaß die Fugen dicht schließen. Das Verstemmen der Fugen vor Prüfung und Abnahme ist nicht gestattet.

2. Sämtliche Eisenteile müssen, entsprechend den in den Zeichnungen angegebenen Abmessungen, aus dem Ganzen gewalzt bzw. geschmiedet oder gegossen sein und dürfen nicht durch Zusammenschweißen einzelner Teile gebildet werden. Ausnahmen sind besonders festzustellen.

3. Jede Bearbeitung des Materiales, insbesondere des Flußeisens und Flußstahles, hat entweder im kalten oder mindestens im rotwarmen Zustande zu erfolgen. Jede Bearbeitung oder Materialbeanspruchung in einem zwischenliegenden Wärmezustande (sogen. Blauwärme) ist tunlichst zu vermeiden. Hat trotzdem eine solche stattgefunden, so ist das fertige Gebrauchsstück in geeigneter Weise auszuglühen.

4. Wird Flußeisen mit einer Schere geschnitten, so ist das neben dem Schnitt befindliche Material in mindestens 2^{mm} Breite durch Hobeln oder Fräsen zu beseitigen; ausgenommen sind unwesentliche Teile, Futterstücke usw.

¹⁾ siehe Bemerkung von S. 481.

5. Alle Schrauben- und Nietlöcher, mit Ausnahme derjenigen in Futterplatten, welche gelocht werden dürfen, sind zu bohren. Der an den Löchern entstandene Grat muß vor dem Zusammenlegen und Nieten der Stücke sorgfältig entfernt werden.

6. Die Nietlöcher müssen den vorgeschriebenen Durchmesser und die in der Zeichnung vorgeschriebene Stellung und Versenkung erhalten.

7. Die zusammengehörigen Nietlöcher müssen gut aufeinander passen. Verschiebungen sind bis höchstens 5% des Lochdurchmessers zulässig; sie müssen jedoch durch Aufreiben mit der Reibahle ausgeglichen werden. In derartig aufgetriebene Löcher sind entsprechend stärkere Nietbolzen einzuziehen.

8. Die Niete sind im hellrotwarmen Zustande, nach Befreiung von dem etwa anhaftenden Glühspan, in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten (wo tunlich mit Nietwinden) einzuschlagen. Sie müssen die Löcher nach der Stauchung vollständig ausfüllen. Setz- und Schließkopf müssen zentrale Lage haben, gut und voll anliegend ausgeschlagen sein, und es darf dabei keine Vertiefung entstehen. Der etwa entstandene Bart ist sorgfältig zu entfernen. Die Nietköpfe dürfen keinerlei Risse zeigen. Die Niete zu verstemmen ist nicht gestattet. Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Niete vollkommen festsitzen und nicht prellen. Alle nicht fest eingezogenen oder den sonstigen oben genannten Bedingungen nicht entsprechenden Niete sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Falle ist es gestattet, die Niete im kalten Zustand nachzutreiben.

9. Die vorkommenden Schraubengewinde müssen nach der Whitworthschen Skala rein ausgeschnitten sein. Die Muttern dürfen weder schlottern, noch zu festen Gang haben. Die Köpfe und Muttern müssen mit der ganzen zur Anlage bestimmten Fläche aufliegen. Bei schiefen Anlageflächen sind die Köpfe, soweit sie nicht genau angepaßt werden, ebenso wie die Muttern, mit entsprechend schiefen Unterlagsplatten zu versehen. Sind nach Angabe der Zeichnungen oder der Bedingungen gedrehte Schraubenbolzen zu verwenden, so müssen diese in die für sie bestimmten Bohrlöcher genau passen.

10. Die Konstruktionsteile sind auf sicheren Unterlagen zusammenzupassen. Hierbei ist darauf zu achten, daß keiner dieser Teile in eine einseitige Spannung gezwängt wird, daß ihre Verbindung vielmehr gelöst werden kann, ohne daß die bezüglichen Stücke auseinander federn. Sollten bei der Vernietung einzelne Konstruktionsteile sich verziehen, so müssen die Verbindungen gelöst und die vorhandenen Fehler sorgfältig beseitigt werden. Das Nieten auf dem Bauplatze ist soviel wie irgend möglich zu beschränken.

§7. Reinigung und Anstrich. §8. Prüfung während der Herstellung.

In § 7 sind Vorschriften über Reinigung und Anstrich gegeben, wober auf S. 117 Weiteres allgemein angegeben ist. Vor dem in der Werkstatt auszuführenden Deckanstrich muß eine vorläufige Abnahme von dem Unternehmer veranlaßt, die dabei gefundenen Mängel müssen beseitigt werden. Flächen, welche durch andere verdeckt werden, sind vor der Zusammensetzung zu streichen. Wassersäcke müssen dann ausgefüllt werden. Nach der Aufstellung erfolgt erst die Reinigung und der Anstrich der dabei geschlagenen Niete usw.

§ 8 gestattet dem Besteller, die Arbeiten zu prüfen oder prüfen zu lassen, wofür die Werkzeuge und Hilfskräfte ihm unentgeltlich zur Verfügung zu stellen sind.

Wenn der Unternehmer oder das betreffende Hüttenwerk die erforderlichen Einrichtungen nicht zur Verfügung stellt, so kann der Besteller die Prüfungen auf Kosten des Unternehmers auch anderweit ausführen lassen.

Zu den Proben sind auf Kosten des Unternehmers im allgemeinen abfallende Abschnitte und kleinere Stücke zu verwenden, nach Auswahl

des Prüfungsbeamten. Das abgenommene Material ist zu stempeln, das andere so zu bezeichnen, daß seine Verwerfung erkannt werden kann.

Bei der Aufstellung können nur einzelne Stücke wegen äußerer Fehler, die hier erst bemerkt werden, verworfen werden.

§ 9. Auflagerung der Brücken.

Die Auflagersteine für die Konstruktion werden dem Unternehmer in richtiger Höhenlage überwiesen; auch werden ihm die Mittellinie der Brücken-Konstruktion und die Pfeilerachsen auf den Pfeilern durch deutliche Merkmale angegeben. Für die richtige Lage der Widerlagsmauern und Auflager zu einander haftet der Besteller. Es ist jedoch Sache des Unternehmers, sich hiervon vor Beginn der Aufstellung durch eigenes Messen nach den Zeichnungen zu überzeugen, bei vorgefundenen Abweichungen an den Besteller zu berichten und den Bescheid abzuwarten. Entsteht dadurch ein Aufenthalt in den Aufstellungsarbeiten, so ist der hierbei dem Unternehmer erwachsende Schaden diesem zu vergüten. Zu diesen Messungen wird dem Unternehmer auf seinen Antrag seitens des aufzuführenden Beamten unentgeltlich Beihilfe geleistet.

Eine Verspätung gegenüber der vertragsmäßigen Ueberweisung des zur Aufnahme der Konstruktion bestimmten Mauerwerkes, welche eine Verzögerung in dem Beginn der Aufstellung nach sich zieht, hat eine entsprechende Verlängerung der Fertigstellungsfrist für die Eisenkonstruktion sowie Ersatz etwaigen Schadens unter Berücksichtigung der möglicherweise eingetretenen veränderten Verhältnisse (in Bezug auf Witterung, Länge des Arbeitstages usw.) zur Folge.

Die Aufstellung der Auflager soll so erfolgen, daß die Druckabgabe auf sie und von ihnen auf die Unterlags- bzw. Widerlagersteine eine möglichst gleichmäßige ist. Zu diesem Zwecke ist zwischen die Lagerflächen der Grundplatten und die sorgfältig abgearbeiteten Auflager- bzw. Widerlagssteine eine Zwischenlage von Zement, Blei oder einer entsprechenden härteren Legierung in geeigneter Weise einzubringen. Die hierzu erforderlichen Maurer- und Steinmetzarbeiten liefert der Besteller, ebenso das nötige Material (Zement, Blei oder eine Legierung), beides auf seine Kosten.

Durch § 10 (Gerüste und Aufstellung) wird die Art der Aufstellung der Eisenkonstruktion dem Unternehmer überlassen; er hat jedoch seine Pläne zur Genehmigung vorzulegen und bleibt verantwortlich auch gegenüber den Aufsichtsbehörden sowohl für den Bau der Gerüste, die Aufstellungsarbeiten und die Beseitigung der Gerüste.

Nach § 11 (Prüfung nach Vollendung) hat eine allgemeine Untersuchung stattzufinden und ist das Ergebnis schriftlich niederzulegen, die Mängel sind darauf zu beseitigen. Ueber die Probelastungen sagen die Normalbestimmungen das Folgende:

Probelastungen.

Die Konstruktionen können auf Kosten des Bestellers Probelastungen unterworfen werden, welche wie folgt auszuführen sind:

1. bei Eisenbahnbrücken.

Jedes Gleis der Brücke ist mit einem Zuge zu belasten, welcher den bei der Berechnung gemachten Annahmen möglichst entspricht. Dieser Zug ist in zweckentsprechender Stellung auf die Brücke zu bringen und einige Zeit darauf stehen zu lassen, wobei die Durchbiegung der Hauptträger als Unterschied der Senkungen der Trägermitte und der Trägerstützpunkte sich ergibt. Nach Entlastung ist die bleibende Setzung festzustellen und die elastische Durchbiegung zu berechnen.

Ferner ist die Brücke von demselben Zuge mit der größten für die betreffende Eisenbahn zulässigen Geschwindigkeit zu befahren und hierbei sind, wie vorhin, die elastischen und die bleibenden Durchbiegungen

der Hauptträger sowie (soweit möglich) die Seitenschwankungen der letzteren zu bestimmen.

Bei kontinuierlichen Trägern müssen die ungünstigsten Belastungsfälle für die einzelnen Oeffnungen berücksichtigt werden.

2. bei Straßenbrücken.

a) Eine ruhende, gleichförmige, der statischen Berechnung entsprechende Belastung ist, von einem Ende der Brücke beginnend, auf die Fahrbahn und die Fußwege zu bringen und einige Zeit darauf zu belassen.

Die Durchbiegung der Hauptträger ist zu messen und hierauf die Brücke zu entlasten, wonach die bleibende Durchbiegung ermittelt wird.

b) Ein Lastwagen-Zug, welcher den bei dem Entwurfe der Konstruktion gemachten Annahmen entspricht, ist zuerst im Schritt auf die Brücke zu fahren und sodann einige Zeit auf ihr zu belassen.

In beiden Fällen sind die elastische und die bleibende Durchbiegung zu bestimmen.

c) Das beliebig schnelle Fahren von Fuhrwerken und das Marschieren von Menschen im Tritt auf der Brücke ist bei den Proben nicht ausgeschlossen, muß jedoch, wenn beabsichtigt, in den besonderen Bedingungen vorgesehen sein.

Bei allen Systemen ist der ungünstigste Belastungsfall zu berücksichtigen.

Ergebnisse der Probelastungen.

Eine geringe bleibende Durchbiegung der Gesamtkonstruktion nach Entfernung der ersten Probelast soll nicht der fehlerhaften Ausführung zugeschrieben werden, wenn hierbei eine Formänderung einzelner Konstruktionsteile (Verbiegen der Vertikalen, Trennung an den Verbindungsstellen, Ausweichen der gedrückten Teile und ähnliches) nicht nachgewiesen werden kann. Doch darf eine fernere bleibende Durchbiegung bei anderweiten Versuchen nicht wahrgenommen werden.

Uebersteigt die gemessene elastische Durchbiegung die rechnerisch bestimmte, so berechtigt dies den Besteller nur in dem Falle zur Zurückweisung der gelieferten Konstruktion oder eines Teiles derselben, wenn er im Stande ist, den Nachweis zu führen, daß das Uebermaß der elastischen Durchbiegung in Mängeln der Ausführung oder des Materiales seinen Grund hat.

Bei Beurteilung der Probelastungs-Ergebnisse ist auf Temperatur-Unterschiede sowie auf die ungleichmäßige Erwärmung durch die Sonne Rücksicht zu nehmen.

Alle Mängel, welche bei der Probelastung an der Eisenkonstruktion sich herausstellen und auf Fehler in der Ausführung oder im Material zurückzuführen sind, hat der Unternehmer innerhalb einer angemessenen, vom Besteller festzusetzenden Frist auf seine Kosten zu beseitigen, widrigenfalls dem Besteller das Recht zusteht, die erforderlichen Aenderungen durch einen Anderen auf Kosten des Unternehmers ausführen zu lassen.

Schließlich schreiben die Bestimmungen über die Abrechnung usw. in den letzten Paragraphen vor, daß hierfür sämtliche Konstruktionsteile oder bei gleichen Teilen eine beiderseitig als hinreichend erkannte Stückzahl und zwar in Gegenwart des Bestellers oder mit dessen Einwilligung durch öffentlich bestellte Beamte gewogen werden sollen.

Hierbei wird jedoch nur ein Mehrgewicht bis 3% bei Schweiß- und Flußeisen bzw. bis 5% bei Gußeisen und Flußstahl gegenüber dem berechneten Gesamtgewichte bezahlt. Mindergewicht wird in Abzug gebracht.

Konstruktionsteile mit einem Mehrgewicht über 5% bei Schweiß- und Flußeisen bzw. 10% bei Gußeisen und Flußstahl, oder einem Min-

dergewichte über 2% gegen das berechnete Gewicht können zurückgewiesen werden.

Die Normalbestimmungen schreiben eine Garantiepflicht für alle Mängel und Schäden infolge schlechten Materiales oder fehlerhafter Ausführung vor. Hier ist besonders scharf bei Vertragsaufstellung die Trennung der Garantien zwischen Unternehmer des Ueberbaues und dem des Unterbaues klarzulegen, damit dem Besteller keine Nackenschläge für Unklarheiten dadurch entstehen, daß beide Unternehmer sich dies Verschulden der Mängel gegenseitig zuschieben und die Feststellung zweifelhaft wird.

Nach den Normalbestimmungen läuft die Garantiepflicht bis zum Ablaufe eines Jahres nach stattgehabter Abnahme ab.

Sehr wichtig ist demgegenüber beim Abschluß eines Vertrages zum § 638 des BGB. Stellung zu nehmen, der wie folgt, lautet:

„Der Anspruch des Bestellers auf Beseitigung eines Mangels des Werkes sowie die wegen des Mangels dem Besteller zustehenden Ansprüche auf Wandelung, Minderung oder Schadenersatz verjähren, sofern nicht der Unternehmer den Mangel arglistig verschwiegen hat, in sechs Monaten, bei Arbeiten an einem Grundstück in einem Jahre, bei Bauwerken im Gegensatz zu einem etwas merkwürdigen reichsgerichtlichen Erkenntnis in fünf Jahren.

Daß Brücken und selbst bewegliche Brücken Bauwerke sind, kann für Techniker nicht zweifelhaft sein. Verfasser stellt hierfür folgende Erklärung fest:

Ein Bauwerk ist ein in Verbindung mit dem Erdboden errichtetes Gebilde widerstandsfähiger Körper, welches in seinen einzelnen Teilen sowohl als auch im ganzen den Angriffen der Gebrauchs- und Naturkräfte gewachsen und als Ganzes nicht beweglich ist. Ein Bauwerk dient zum Gebrauch für ruhende und bewegliche Lasten.

Der Verkehrsweg und seine Brücken sind Bauwerke. Eine Kranbrücke, die sich mit der Last bewegt, ist kein Bauwerk, wohl aber eine Förderbrücke, die ohne Last verschoben wird.

Es möge hier ausdrücklich für etwaige Rechtsstreitigkeiten angegeben werden, daß, wenn nichts Besonderes in einem Verträge erwähnt ist, das als verkehrsüblich im rechtlichen Sinne anzusehen ist, was die vorgenannten Normalbedingungen vorschreiben, da diese das wiedergeben, was vorgenannte Vereine, d. h. die gesamte infrage kommende Fachwelt Deutschlands als normal ansehen. Nur für diese haben die zulässigen Beanspruchungen, wie sie hier angegeben sind, Sinn und Gültigkeit.¹⁾

Der eigentliche Vertrag enthält im wesentlichen dann nur eine schriftliche Erklärung der abschließenden Parteien, daß sie die Arbeiten übertragen bzw. übernehmen unter Bezugnahme auf die vorgenannten, geeignetenfalls auch beigefügten Unterlagen, Preisangeboten und dergl., sowie etwaige sonstige nicht in diesen enthaltenen, neu hinzugetretenen, für die Ausführung maßgebenden weiteren Vereinbarungen.

5. Die Werkstattzeichnungen und Materialauszüge. Zweck der Werkstattzeichnungen ist, zeichnerische Unterlagen für die Werkstatt und die Bauausführung mit allen in den Entwurfszeichnungen noch nicht durchgearbeiteten Einzelheiten zu schaffen. Um Mißverständnisse zwischen dem Besteller oder Konstrukteur einerseits und dem Fabrikanten andererseits zu vermeiden, sind die vom letzteren angefertigten Werkstattzeichnungen dem ersteren zur Prüfung vorzulegen, auch um Bedenken und Irrtümer aufzuklären. In die Werkstattzeichnungen sind die Abmessungen eines jeden Stückes sowie dessen Lage zum Netz des Tragwerkes mit deutlichen Zahlen einzuschreiben. Zur Prüfung dieser Zahlen sind die sich aus der geometrischen Berechnung des Trägernetzes nötigenfalls unter Berücksichtigung der Ueberhöhung ergebenden Stablängen stets einzutragen. Auch dürfen die Neigungsdreiecke von Schrägstäben nicht fehlen,

¹⁾ Verfasser glaubt den in der Praxis stehenden Brückenbauleuten vorstehende Hinweise aus seinen Erfahrungen als gerichtlicher Sachverständiger nicht vorenthalten zu sollen.

damit beim Anzeichnen der Knotenbleche die Stabrichtungen leicht aufgetragen werden können. Die Nieteteilungen sind genau einzuschreiben, so daß danach in der Werkstatt das Anzeichnen der Nietlöcher auf dem Werkstück oder auf der Schablone erfolgen kann. Um besser erkennbar zu machen, wohin das auf dem betreffenden Blatt gezeichnete Stück in dem ganzen Tragwerk einzufügen ist, empfiehlt sich das besonders in Amerika übliche Verfahren, das Netz des ganzen Trägers auf allen Zeichnungen in kleinem Maßstab anzugeben und den Teil, um welchen es sich auf der Zeichnung handelt, durch stärkere Striche kenntlich zu machen. Die Werkzeichnung muß ferner enthalten die Kommissions-Nummer sowie das Materialzeichen; ferner muß die mit der Materialbestellung übereinstimmende Positionsnummer für jedes Stück eingeschrieben sein und schließlich darf auch die Nietbezeichnung nicht fehlen.

		Niete					Schrauben			
$\frac{d}{m}$	Kraft-Richtung	Werkstatt-Niete	Baustelle-Niete	oben versenkt	unten versenkt	Nietköpfe	Zoll			
10	↑						$\frac{3}{8}$			
12							$\frac{1}{2}$		<i>oben versenkt</i>	<i>unten versenkt</i>
16							$\frac{5}{8}$			
20	↓						$\frac{3}{4}$			
23							$\frac{7}{8}$			
26							1		<i>Fütterring</i>	
		Löcher auf der Baustelle zu bohren								

Abb. 619. Einheitliche Bezeichnung für Niete und Schrauben.

Nachdem sich neuerdings der „Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken“ dahin geeinigt hat, in der Regel nur Niete von 12, 16, 20, 23 und 26 mm Durchmesser zu verwenden, ist zugleich hierfür auch für die Zeichnungen die in Abb. 619, und zwar in der dritten und siebenten Spalte gewählte Bezeichnung einheitlich festgesetzt, wobei für die Richtung der Erkennungsstriche stets die Stabachse maßgebend ist. Hierbei möge noch bemerkt werden, daß diesem Einigungsbeschluß hinzugefügt ist, daß die Maße sich auf den Durchmesser der zum Einziehen fertigen Löcher beziehen. Als kleinster Kraftniet wird der Durchmesser von 20 mm angenommen; als größter Nietdurchmesser der von 26 mm. Für besonders große Eisenstärken werden Niete von 28 mm und 30 mm nicht zu entbehren sein. Solche Ausnahmen sollen nur in besonderen Fällen, bei Verstärkungsarbeiten und dergl. zur Verwendung kommen.

Ueber die auf dem Bau zu schlagenden Niete, ebenso über versenkte Niete sind keine einheitlichen Bezeichnungen vorhanden.

Es empfiehlt sich im Anschluß an obige Vereinbarungen, diese und die Bezeichnung der Schrauben nach Abb. 619 darzustellen.

Bei Gußstücken besonders sind die Teile zu kennzeichnen, welche gefräst oder gehobelt werden sollen (durch Schraffieren oder rote Farbe).

Die Materialauszüge werden aufgrund der Werkzeichnungen nach deren endgültiger Feststellung aufgestellt, dazu vor allem auch ein Verzeichnis aller Verbindungs-Niete, Schrauben, Futterringe und dergl. Die gleiche „Positionsnummer“ dieses Auszuges enthalten alle Stücke von gleichen Abmessungen, die also ohne weiteres vertauscht werden können. Die Nummer wird in Oelfarbe auf das Stück gezeichnet, ebenso auch die sogenannte „Kommissionsnummer“, durch welche der Vertrag gekennzeichnet wird, zu dessen Ausführung die bestellten Stücke gehören. Hinzutreten wohl auch die Zeichen O, U, D für Ober- und Untergurte bzw. Diagonalen. Auch ist es erforderlich, eine Vertauschung der für zwar gleiche Träger, aber für verschiedene Oeffnungen bestimmten Teile nach der Bearbeitung durch entsprechende Zeichen zu verhindern. Diese ganze Bezeichnungsweise wird zweckmäßig in übersichtliche Nummerierungs-Pläne eingetragen und auch die Zeichnungen für die Stöße durch entsprechende schematische Darstellungen geordnet.

Die Stücklisten werden, wenn möglich, auch in die Werkstattzeichnungen eingetragen. Bei Lagern und Gußstücken, Ankern und dergl. ist besonders auf die inbetracht kommenden Eisensorten und die Bearbeitungsweise ausführlich hinzuweisen.

Ueberhaupt ist auf die Werkstattzeichnungen alles das einzuschreiben, was für die Werkstattarbeit und auch für die Arbeit auf dem Bauplatz nur irgendwie beachtet werden muß.

II. Die Einrichtungen und Arbeiten in den Werkstätten.

a. Darstellung einer Werkstattanlage.

Die allgemeine Anordnung einer Eisenkonstruktionwerkstatt soll an der Hand eines neueren Werkes des Eisenhoch- und Brückenbaues erläutert werden.

Das von der Firma Steffens & Nölle A.-G. Berlin errichtete, in Tempelhof gelegene etwa 10,5^{ha} (41 Morgen) große Fabrikgrundstück grenzt, wie aus dem Lageplan (Abb. 620) ersichtlich, mit der einen Längsseite an den Teltowkanal und ist außerdem an die Eisenbahn angeschlossen. Der Werkhafen ist für drei bis vier Schiffe angelegt und wird durch zwei feststehende Drehkrane von je 5^t Tragkraft bedient. Das ankommende Eisen, wie I-Träger, C-Eisen, L-Eisen, Flacheisen, Bleche u. dergl. wird mittels der feststehenden Drehkrane aus den Frachtkähnen gehoben, von den fahrbaren Drehkranen übernommen und nach vorheriger Wägung auf dem Lagerplatz verteilt. Die Länge der Fahrbahn für den fahrbaren Drehkran beträgt rd. 240^m und die Lagerfähigkeit des Platzes rd. 15000^t. Das mit der Eisenbahn angelieferte Eisen wird gleichfalls mit Hilfe des fahrbaren Drehkranes ausgeladen und nach den Profilen und Längen geordnet auf dem Lagerplatz aufgestapelt. Wie aus dem Lageplan ersichtlich, sind hier vier Maschinen zum Schneiden der Trägerprofile bis NP. 40 vorhanden.

Der Platz für das Trägerlager wird begrenzt durch eine Lagerhalle für Stabeisen und Bleche (vergl. Lageplan No. 13), in der rd. 10000^t gelagert werden können. Hier wird eine senkrechte Lagerung des Stabeisens zur Anwendung gebracht, wodurch eine außerordentlich vorteilhafte Ausnutzung des Raumes erzielt wird. Auf der einen Längsseite dieses Gebäudes liegt ein Gleis, welches das Entladen der Wagen unter dem auskragenden

Schutzdach gestattet. Das Beladen der Gespanne geschieht auf der anderen gleichfalls überdachten Längsseite des Gebäudes. In dem zweistöckigen

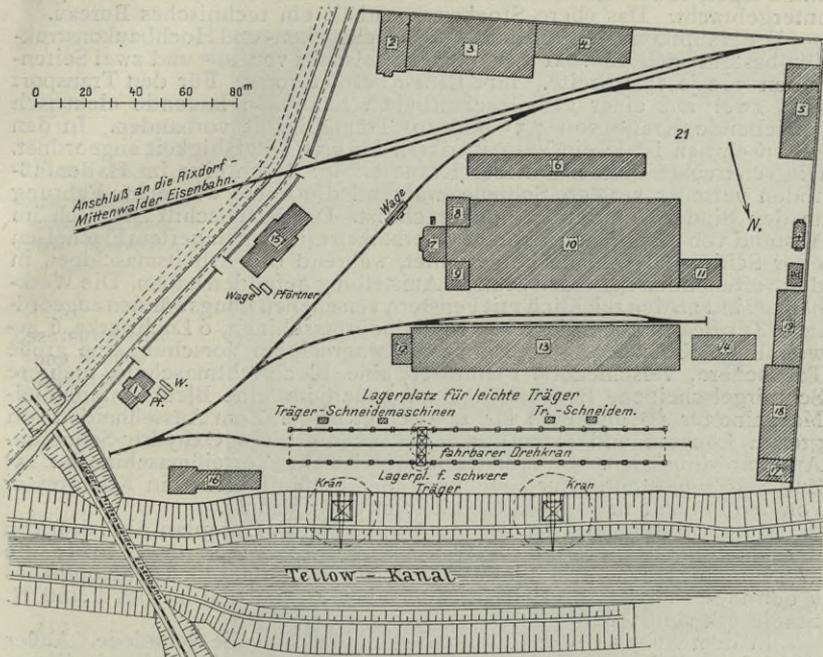
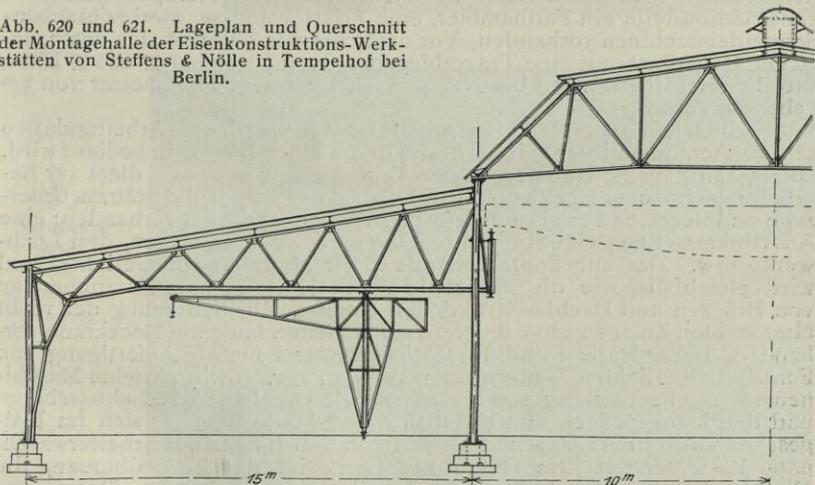


Abb. 620 und 621. Lageplan und Querschnitt der Montagehalle der Eisenkonstruktions-Werkstätten von Steffens & Nölle in Tempelhof bei Berlin.



Erklärung: 1. Zentral-Bureau. 2. Kopfbau. 3. Halle für Schlosserei und Kleinkonstruktion. 4. Montage-Halle für Maschinenbau. 5. Rüstzeug-Halle. 6. Montage-Halle für die Zulage. 7. Bureau im Kopfbau. 8. Magazin. 9. Arbeiter-Waschraum. 10. Montage-Halle für Eisenkonstruktion. 11. Schmiede. 12. Bureau im Kopfbau. 13. Lagerschuppen für Blech und Stabeisen. 14. Schuppen für Stabeisen. 15. Kantine. 16. Automobilremise und Pferdestall. 17. Arbeiterschuppen. 18. Halle für Trägerbau. 19. Lagerschuppen. 20. Materialschuppen. † Aborte.

Kopfbau der Lagerhalle ist im Erdgeschoß die Expedition für Stabeisen und Träger, sowie die Kontrolle über die Materialannahme und -Ausgabe untergebracht. Das obere Stockwerk enthält ein technisches Bureau.

Die Hauptkonstruktionshalle No. 10 für Brücken- und Hochbaukonstruktion besteht nach Abb. 621 aus einem Mittelschiff von 20^m und zwei Seitenhallen von je 15^m Breite. Ihre Länge beträgt 100^m. Für den Transport sind zwei auf einer gemeinschaftlichen Kranbahn laufende elektrisch betriebene Krane von 7,5^t und 10^t Tragfähigkeit vorhanden. In den Seitenschiffen ist je ein Velozipedkran für 2,5^t Tragfähigkeit angeordnet. Die senkrechte Stützung dieser Krane erfolgt durch eine im Hallenfußboden versenkt verlegte Schiene, während die obere wagrechte Führung an den Binder-Untergurten angebracht ist. Das Mittelschiff ist durch im Abstand von rd. 2,5^m angeordnete Querbalken mit aufgelagertem Flacheisen oder Schiene als Zulage hergerichtet, während die Arbeitsmaschinen in den Seitenhallen nahe den Stützen aufstellung gefunden haben. Die Werkbänke sind an den reichlich mit Fenstern versehenen Längswänden angeordnet. Zur Bearbeitung dienen 20 Radialbohrmaschinen, 6 Lochwerke, 6 gewöhnliche Kaltsägen, 3 Kaltsägen mit wagrechtem Vorschub, eine große Tafelschere, verschiedene Planfräser, eine Blechrichtmaschine, mehrere Schmirlscheiben, Drehbänke usw., außerdem eine Blechkantenhobelmaschine für 4^m und eine für 12^m Schnittlänge. Zum Ausschneiden von großen Löchern und einspringenden Ecken ist ein Oxhydric-Schneide-Apparat vorhanden. Im Meisterzimmer ist eine Zerreibmaschine für 25^t Zugkraft aufgestellt. Zur Erzeugung der Preßluft dient ein Kompressor von 100 PS. und 12^{cbm} Saugfähigkeit in einer Minute.

Durch Abtrennung der Räume 8 und 9 (vergl. Lageplan Abb. 620) von der Haupthalle sind das Lager für Niete, Schrauben usw., sowie die Waschräume für die Arbeiter untergebracht. Im Erdgeschoß des Kopfbauwerks 7 befindet sich das Betriebsbureau und die Unfallstation; im I. und II. Stockwerk sind technische Bureaus eingerichtet.

Im dem Anbau 11 der Haupthalle befindet sich die Schmiede. Außer den erforderlichen Schmiedefeuern sind zum Biegen und Kröpfen der Eisenkonstruktionsteile ein Fallhammer, eine Friktionspresse, zwei Schraubenschneidmaschinen vorhanden. Vor der Schmiede befindet sich unter einfacher Ueberdachung eine Trägerbiegepresse, auf welcher I- und C-Eisen Profile auf kaltem Wege bis NP. 40 nach kleinstem Halbmesser von 5^m gebogen werden.

Südlich und parallel der Haupthalle ist eine überdachte Arbeitszulage 6 angeordnet, die in ihrer ganzen Breite durch einen Bockkran bedient wird. Die einseitig offene Halle 18, in der Abmessung 17 auf 100^m, dient zur Bearbeitung einfacher Hochbaukonstruktionen, wie Träger und Stützen, Unterzüge und dergl. und es sind daselbst an Arbeitsmaschinen vorhanden: eine Ausklinkmaschine, eine Radialbohrmaschine, zwei Kaltsägen, drei Lochwerke usw. Das unbebaute Gelände 21 ist als Zulage hergerichtet und wird gleichfalls, wie die zweiseitig offene Halle 4, zum Zusammenbau von Brücken und Dachkonstruktionen benutzt. Zur Bedienung der nicht überdachten Zulagen sind mehrere auf Schienen laufende Bockkrane vorhanden. In der Halle 3 sind die Kleinschlosserei für die Anfertigung von Fenstern, Oberlichtern, Schiebetüren, Treppen usw., sowie einzelne Maschinen für die Bearbeitung von Gußteilen, wie Drehbänke, Hobelmaschinen und dergl. angeordnet. Im Kopfbau dieser Halle befindet sich im Erdgeschoß außer dem Lohn- und Nachkalkulationsbureau der Arbeiterwasch- und Ankleideraum. Im ersten Stockwerk ist das Zentralbureau, die Direktion und die kaufmännische Abteilung untergebracht. Das zweite Stockwerk wird als technisches Bureau verwendet. Das Kellergeschoß ist als Lagerkeller ausgenutzt, außerdem befindet sich daselbst die Dampferzeugung mit Warmwasserbereitung für den Waschraum.

Die Rüstzeughalle 5 dient zur Aufnahme, Herstellung und Ausbesserung aller für die Montage nötigen Rüst- und Hebezeuge.

Die auf dem Fabrikhof verlegte normalspurige Gleisanlage wird durch eine Kran-Lokomotive von 3^t Tragkraft und einen fahrbaren Dampf-Dreh-

Abb. 623.
Bohrmaschine mit
unmittelbar und
achsial wirkendem
Motor.

(Aus Mitteilungen
der Berliner
Elektrizitäts-
Werke.)

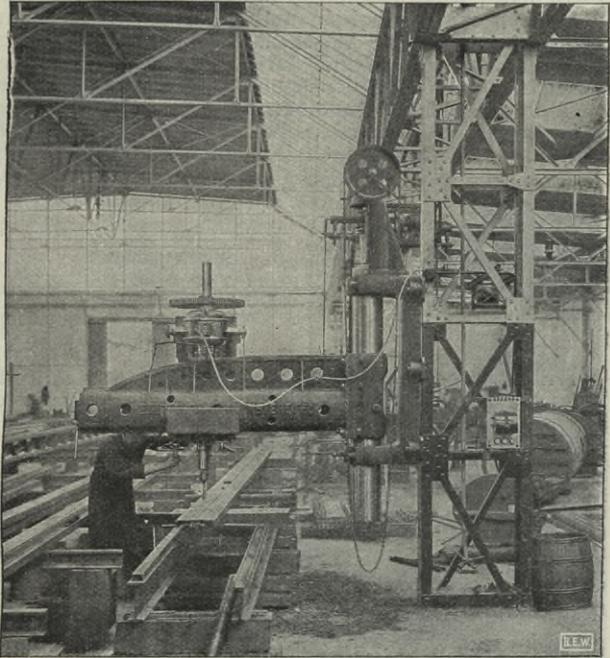
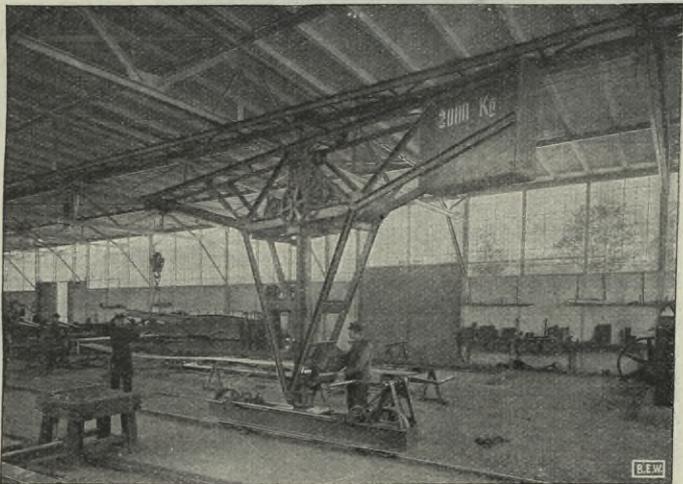


Abb. 622.
Velociped-
Kran
mit
elektrischem
Hubwerk.



kran von 5^t Tragkraft bedient, die gleichzeitig das bequeme Be- und Entladen der Eisenbahnwagen und deren Verschub ermöglichen.

Als Kraftquelle kommt für den Werkstätten-Betrieb ganz allgemein fast nur noch Elektrizität in Frage, welche nicht nur alle Krane und Bewegungs-Vorrichtungen bedient, sondern auch, wie bereits erwähnt, zum Antrieb des Kompressors für die Erzeugung der Druckluft nötig ist. Alle Maschinen zum Schneiden und Verarbeiten des Eisens, ebenso auch die Schmiede mit ihrem Maschinen-Hammer und Schmiede-Feuergebläse werden elektrisch angetrieben. Wegen des unterbrochenen Betriebes dieser einzelnen Arbeitsmaschinen wird im allgemeinen Einzelantrieb gewählt. Man kann die elektrische Kraft für die Arbeitsmaschinen nach Möglichkeit unterteilen, d. h. den Blechscheren, Drehbänken, Stanz-, Rohr- und Richtmaschinen ihre eigenen Motore geben.



Abb. 624. Elektrisch angetriebene Blech-Hobel-Maschine.
(Mitteilung der Berliner Elektrizitäts Werke.)

Abb. 622 zeigt einen Kran mit elektrischem Hubwerk für eine ähnliche Werkstätte.

Besonders eignet sich der elektrische Antrieb für Bohrmaschinen, da die Drehbewegung des Motors unmittelbar in die Drehbewegung des Bohrers umgesetzt wird. Eine solche Anordnung ist in Abb. 623 enthalten.

Abb. 624 zeigt, wie mittels einer elektrischen Blechhobelmaschine ein ganzes Paket zusammen-geschraubter Bleche abgehobelt wird.

Die große Uebersichtlichkeit des Arbeitsplatzes sowie die Möglichkeit einer von Transmissions-Rücksichten freien, geschickten Anordnung aller Maschinen erleichtert in vorzüglicher Weise die notwendige Wirtschaftlichkeit der Arbeiten in der Werkstatt.

b. Die Bearbeitung der Bauteile.

1. Das Richten. Die bei den Walzwerken den einzelnen besonderen Fällen entsprechend in „fixen“, „unfixen“ oder durch Vereinigung mehrerer kleiner Stücke in „kombinierten“ Längen, laut Stückliste (s. S. 480) bestellten Profileisen, wie L I C-Eisen, Flacheisen, Universaleisen oder Bleche werden durch Schiff oder Eisenbahn auf dem Werk angeliefert. Sofern nicht bereits im Walzwerk geschehen, werden die zu einer bestimmten „Kommission“ gehörigen Stücke mittels „Signierfarbe“ mit der sogenannten „Kommission“ oder „Auftragsnummer“ versehen und in übersichtlicher Weise nach den verschiedenen Profileisen und Abmessungen geordnet und auf dem Lagerplatz aufgestapelt. Für die Bearbeitung werden die Stücke den verschiedenen Arbeitsmaschinen zugeführt. Als erster Arbeitsvorgang ist das Richten der Werkstücke zu erwähnen. Die in den Walzwerken durch Heißrichten roh geebneten Walzen müssen durch das Kaltrichten von allen Unebenheiten befreit werden

und zwar geschieht dies sowohl von Hand als auch durch besondere Maschinen. Das Handrichten erfolgt auf einer genau ebenen Unterlage, der sogenannten Richtplatte oder dem Richtambos, woselbst das zu richtende Werkstück durch geeignet geführte Hammerschläge von seinen Unebenheiten und Verbiegungen befreit wird.

Das maschinelle Richten der Bleche erfolgt auf der Blechrichtmaschine und zwar stets auf kaltem Wege. Diese Maschinen weisen zwei wagrecht angeordnete Walzengruppen auf, von denen die unteren gewöhnlich drei bis vier, die oberen zwei bis drei Walzen haben (Abb. 625). Die unteren Walzen sind fest gelagert und werden angetrieben, die oberen Walzen sind in ihrer Höhenlage verstellbar. Das zu richtende Blech nimmt bei entsprechender Einstellung der Walzen zwischen diesen eine wellenlinienartige Lage ein, wodurch in den zu langen Blechpartien Druckspannungen und in den zu kurzen Zugspannungen entstehen. Wird das Blech durch die Maschine geschickt, so bewirken diese Spannungen, welche natürlich über die Elastizitätsgrenze des Materiales hinausgehen müssen, ein Strecken bzw. Stauchen der betreffenden Blechteile. Dadurch wird das Blech entspannt und nach weiteren Durchlaufen bei geringerem Walzendruck gerichtet.

Das maschinelle Richten der Walzeisen L T oder I-Eisen erfolgt in ähnlicher Weise, nur kommen hierbei besondere, dem zu richtenden

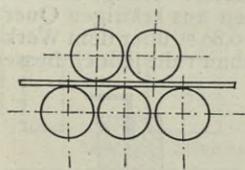


Abb. 625. Anordnung der Walzen einer Blech-Richtmaschine.

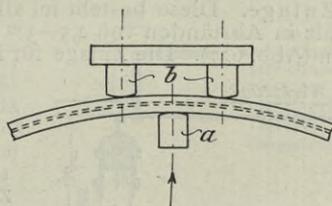


Abb. 626. Presse zum Biegen von Trägern in der Stegebene.

Eisen entsprechend profilierte Walzen zur Verwendung. Dieses maschinelle Richten hat dem Handrichten gegenüber den Vorteil der besseren, schnelleren und vor allen Dingen gleichmäßigeren Ausführung.

2. Das Biegen und Kröpfen. Profileisen und Bleche, welche stetig und unstetig gekrümmt oder mit einer oder mehreren Kröpfungen versehen sein müssen, werden vor dem Vorzeichnen der Nietlöcher und genauen Länge noch einer besonderen Bearbeitung unterzogen. Das Biegen geschieht, falls die Krümmung nicht zu stark und die Stärken-Abmessungen des zu biegenden Profileisens oder Bleches nicht zu groß sind, auf kaltem Wege, wie z. B. beim winkligen Abbiegen von Flacheisen oder Blechen bis zu 5 mm Stärke. Bei Profileisen ist das scharfkantige Biegen nur im warmen Zustande des Eisens möglich, um dessen übermäßige Inanspruchnahme zu vermeiden. Das gleichmäßige Krümmen von Flacheisen oder Blechen nach ihrer Flachseite erfolgt in der Regel auf kaltem Wege mittels einer wagrechten Biegemaschine mit drei Walzen. Die beiden Unterwalzen sind fest gelagert und werden durch das Antriebvorgelege in Rechts- bzw. Linksdrehung versetzt. Die Oberwalze ist in ihrer Höhenlage verstellbar und wird auf das zwischen den Walzen befindliche Blech gepreßt, wodurch letzteres mitgenommen wird. Bei großen Biegemaschinen für starke Bleche sind meistens vier Walzen vorhanden, wovon die drei unteren Walzen verstellbar sind. Das Blech wird durch die untere Mittelwalze gegen die obere gepreßt und durch die Drehung der oberen mitgenommen. Die beiden äußeren Walzen bewirken bei entsprechender Einstellung das eigentliche Biegen.

Das Krümmen von Blechen nach der hohen Kante z. B. bei Stehblechen für gleichmäßig gekrümmte oder winkelig abgebogene Gurtungen.

von Bogenträgern oder dergl. erfolgt entweder von Hand durch Treiben oder durch Verwendung einer senkrechten Blechbiegemaschine.

Stärkere Biegungen und Kröpfungen von L oder \perp -Eisen werden im warmen Zustand des Eisens durch Schmieden der Flansche auf der Richtplatte und gegen eine der Biegung entsprechenden Lehre ausgeführt. Für größere Stärken und scharfe Biegungen kommt mit Vorteil ein Fallhammer oder eine Schmiedepresse zur Verwendung, wobei das Werkstück in rotglühendem Zustande in passende Gesenke geschlagen und gepreßt wird.

Das Biegen von I-Trägern und C-Eisen auf kaltem Wege erfolgt auch durch einfache, nach der Art der Abb. 626 arbeitende Pressen. Das zu biegende Eisen wird gleichmäßig durch die drei Klötze hindurch bewegt, wobei gleichzeitig der Stempel *a* das Werkstück gegen die beiden Klötze *b* preßt.

Das Biegen von Wellblech, das sogenannte „Bombieren“, findet entweder unter einer Stempelpresse oder in einem besonderen Walzwerk statt, bei welchem drei Unterwalzen in einer Ebene liegen und von denen eine hintere Walze verstellbar ist, während eine Oberwalze senkrecht über der mittleren Unterwalze liegt.

c. Das Vorzeichnen.

Das Vorzeichnen der gerade gerichteten Walzeisen erfolgt auf der sogenannten Zulage. Diese besteht im allgemeinen aus kräftigen Querbalken aus Holz in Abständen von 2,5–3^m und rd. 0,8^m über dem Werkstatt-Fußboden (Abb. 627). Die Zulage für Brückenbau ruht jedoch besser

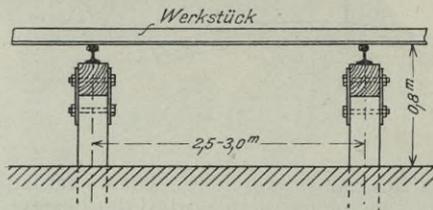


Abb. 627.
Konstruktion der sogen. Zulage.

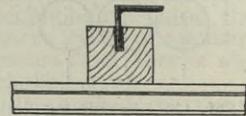


Abb. 628.
Biegung eines L auf der Zulage.

auf festen Eisenböcken, die in besonderem Betonfundament befestigt sind. Zur Verringerung der Reibung zwischen Werkstück und Zulage und zum Zweck einer geringen Abnutzung ist auf den Querbalken eine Eisenbahnschiene, ein Träger oder ein Flacheisen befestigt. Die Oberkante der Zulagebalken liegt genau wagrecht. Das Vorzeichnen eines Werkstückes erfolgt nun in der Weise, daß das betreffende Walzeisen in zweckentsprechender Weise auf der Zulage, wenn erforderlich, unter Zuhilfenahme von geeigneten Unterklotzungen (Abb. 628), gelagert und zuerst mit dem Nietriß versehen wird. Das Anzeichnen des Nietrisses oder der „Streichlinie“ erfolgt bei L-Eisen im allgemeinen auf den äußeren Schenkeln unter Benutzung des sogenannten „Streichmaßes“ und der „Reißnadel“. Die verschiedenen, im Gebrauch befindlichen Streichmaße sind in Abb. 629 dargestellt und bestehen aus einem rechtwinkelig abgebogenen Blech, welches eine genaue parallele Führung der Reißnadel zur Winkeleisenkante ermöglicht. Da der Nietriß für jedes Profil verschieden ist, so ist auch ein verstellbares Streichmaß nach Abb. 630 gebräuchlich. Mit Hilfe dieser Werkzeuge wird durch Längsführung der stählernen Reißnadel der Nietriß auf dem C-Schenkel gezeichnet und die Abtragung der Nietabstände und genauen Stablängen mittels Metall-Maßstäbe unter Verwendung eines Anschlagwinkels ausgeführt. Zur Verringerung der Zeichen und Meßfehler werden die verschiedenen Nietabstände und Teilungen nicht als Einzelmaße hintereinander abgetragen, sondern von einem Stabende beginnend der jeweilige Gesamtabstand. Die Nietmitten werden alsdann durch einen

Körnerschlag vorgekörnert und darauf mit einem groben Körner nachgekörnert, wodurch das spätere Einsetzen des Bohrers oder des Lochstempels der Stanze erleichtert wird. Zum Nachkörnern kommt oft auch ein sogenannter Kreis der Ringkörner (Abb. 631) zur Anwendung, welcher den Mittelpunkt des Nietes und den Lochkreis zugleich schlägt. Der Lochkreis bildet eine sichere Kontrolle beim Bohren und Lochen; er gibt vorkommenden Falles an, um wieviel das Loch aus dem Mittel verbohrt oder gelocht ist. Die verschiedenen Nietbohrungen werden nach dem Körnern durch besondere Zeichen \triangle \square \circ mittels Signierfarbe für die weitere Bearbeitung des Bohrens, Stanzens und Schneidens leicht kenntlich gemacht. Die Enden der auf genaue Länge mittels Reißnadel vorgezeichneten Walzeisen werden auf der Reißlinie durch Feinkörnerschläge für die Bearbeitung der Stabenden noch besonders gezeichnet (Abb. 632). Das Anzeichnen auf den inneren Schenkelflächen der L-Eisen ist mit Rücksicht auf die Ungenauigkeit des Vorzeichnens im allgemeinen nicht üblich. Die so vorgezeichneten L-Eisen gestatten ein bequemes Bohren

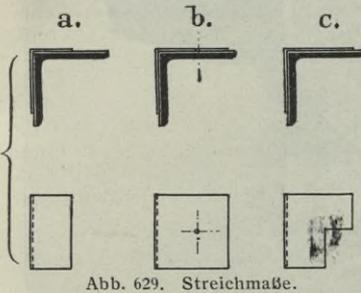


Abb. 629. Streichmaße.

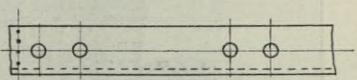
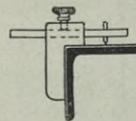
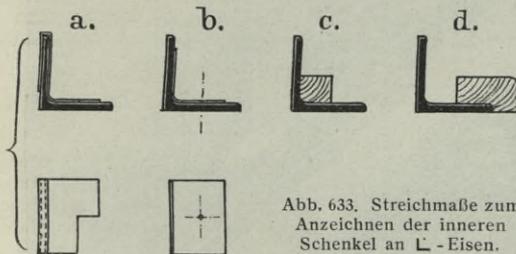
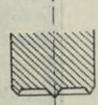
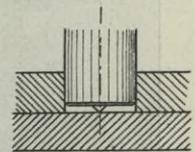


Abb. 632. Bezeichnung des Stabendes mit Feinkörnerschlägen.

Abb. 630 (links).
Verstellbares
Streichmaß.Abb. 631
(rechts).
Ringkörner.Abb. 633. Streichmaße zum
Anzeichnen der inneren
Schenkel an L-Eisen.Abb. 634.
Hülsenkörner.

und Lochen. Bei den neueren Bohrmaschinen und Stanzen ist die Einrichtung des Tisches derart, daß ein Aufspannen der Winkel in beliebiger Lage ermöglicht ist. Die zum Anzeichnen der inneren Schenkel benutzten Streichmaße sind in Abb. 633a—d dargestellt. Bei Benutzung der Streichmaße nach Abb. 633a, b und c ist die Genauigkeit des Vorzeichnens von der richtigen Schenkelstärke abhängig, was beim Vorreißen mit Hilfe der Reißmaße auf der äußeren Senkelfläche nicht der Fall ist. Das Einzelanreißen der übrigen Profileisen wie \square Γ \perp , Flach- oder Universaleisen erfolgt in ähnlicher Weise.

Werden von einer Sorte Stäbe eine größere Anzahl gebraucht und wird noch außerdem auf eine genaue Ausführung der Nietteilung und Längen Wert gelegt, wie dies für Brückenbauten erforderlich ist, so wird zum Anzeichnen eine besondere Blechschablone benutzt. Diese besteht aus einem etwa 1,5—2 mm starken Band Eisen von der Länge des anzuziehenden Stabes mit der genauen Nietteilung in rd. 5—6 mm Bohrung. Diese Schablone wird mittels Schraubzwingen auf den anzuziehenden Stäben befestigt und die Nietlochmitten werden mit Hilfe eines sogenannten Hülsenkörners (Abb. 634) eingeschlagen.

Das Vorzeichnen der Bleche geht, sofern es sich um rechtwinkelige Flächen handelt, in ähnlicher Weise wie bei den Walzeisen vor sich. Beim Anzeichnen der Nietteilungen für Blechträger-Stehbleche ist es zweckmäßig, die bereits gebohrten Gurtwinkel mittels Schraubzwingen auf das Blech festzuklemmen und alsdann das Anzeichnen der Nietteilung unter Verwendung eines Hülsenkörners zu bewirken. Dieses Verfahren des Durchzeichnens findet gleichfalls bei sich häufiger wieder-

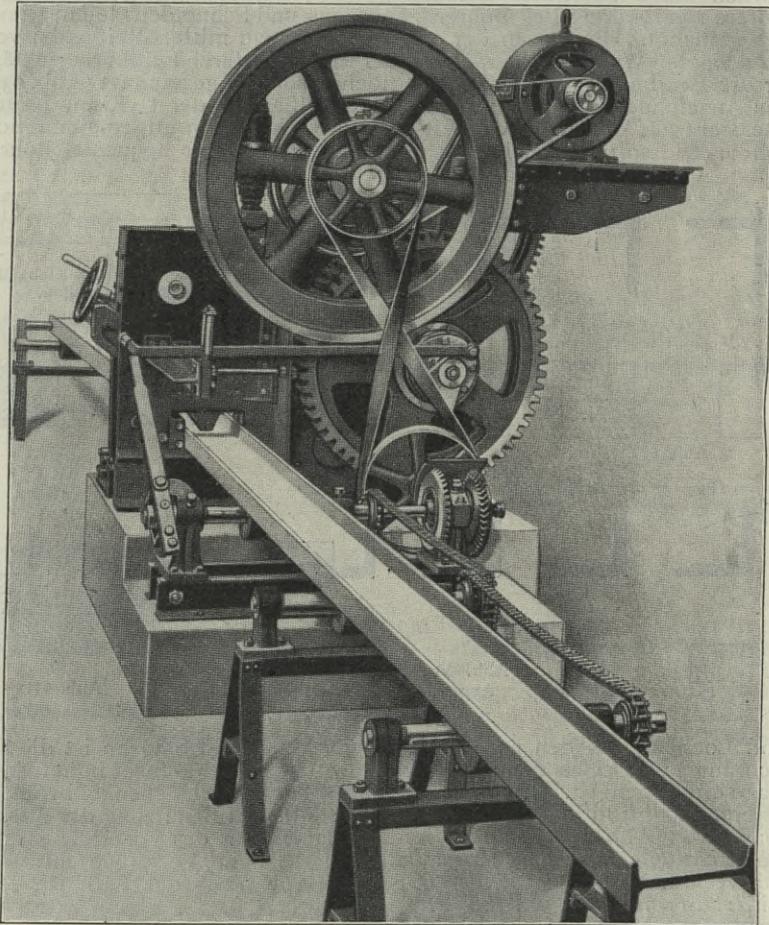


Abb. 635. Trägerschere von Schulze & Naumann in Cöthen
zum Schneiden von I und C Eisen.

holenden gleichen, rechtwinkligen Laschen, Kopiplatten usw. vorteilhafte Anwendung. Bei dem Anzeichnen unregelmäßiger Knotenbleche benutzt man meist die in natürlicher Größe auf besonders kräftiges Zeichenpapier hergestellten sogenannten „Naturgrößen“ der entsprechenden Knotenpunkte. Diese werden auf die Tafelbleche gelegt und die Nietlöcher mittels Feinkörner angezeichnet; ebenso werden die genauen

Umriss des Knotenbleches durch Körnerpunkte aufgetragen. Die Bezeichnung der verschiedenen Bohrungs-Abmessungen durch Kreiskörner und Signierfarbe erfolgt dann in der bereits beschriebenen Weise.

d. Das Schneiden und Hobeln.

Eine besondere Oberflächen-Bearbeitung findet bei Blechen und Walzeisen im allgemeinen nicht statt. Nur bei besonderen Verwendungszwecken, wie z. B. bei der Ausbildung von Gelenken und Lagern kommt zur Verringerung der Reibung das Abhobeln der Oberfläche in Frage.

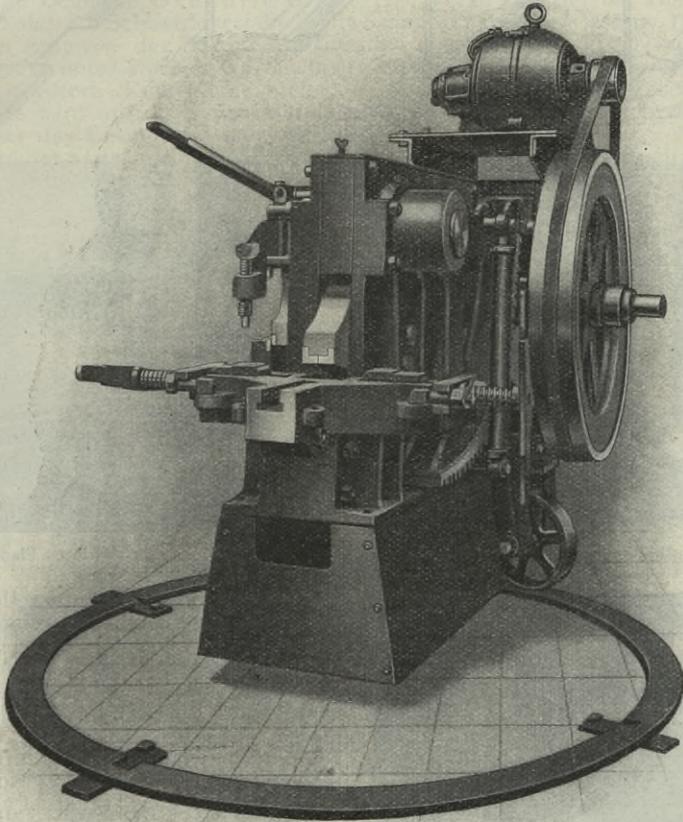


Abb. 636 a. Drehbare Ausklinkmaschine für I und C-Eisen von Schulze & Naumann in Cöthen.

Das Schneiden der verschiedenen Walzeisen und Bleche erfolgt in der Hauptsache auf maschinellem Wege. Für das Schneiden der Bleche kommt meist die Blechscherer oder Blechstanze in Anwendung, welche gestattet, Bleche bis zu 2 cm Stärke und rd. 1 m Schnittlänge durch einen Druck zu trennen. Das Schneiden der L, C und I-Eisen erfolgt entweder auf entsprechenden Scheren oder mit Hilfe von maschinell angetriebenen Kaltsägen. Diese Arbeitsart kommt bei allen genauen Konstruktionen als einziges Mittel zur Anwendung. Gehrungsschnitte können lediglich mit Hilfe der Kaltsäge ausgeführt werden.

Die Abb. 635 zeigt eine von der Masch.-Fabr. Schulze & Naumann, Cöthen, in den Handel gebrachte Trägerschere, welche das Schneiden von I oder C-Eisen ohne Messerwechsel und mit einer einzigen Obermesserbewegung in drei bis vier Sekunden gestattet. Nach Einbringung

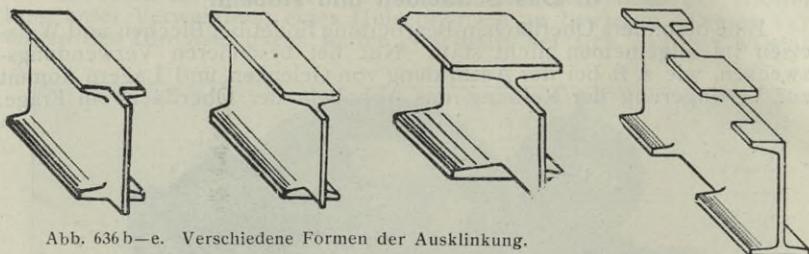
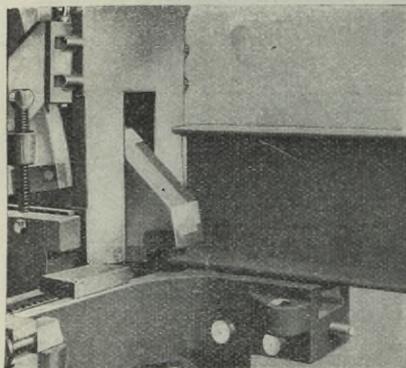
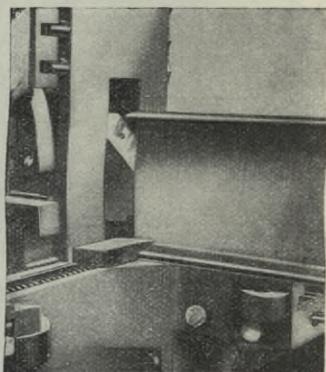


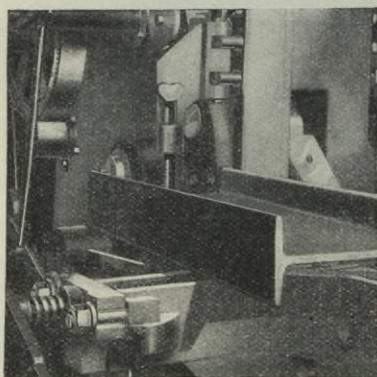
Abb. 636 b—e. Verschiedene Formen der Ausklüngen.



f. Ausklüngen des vorderen Flansches.



g. Desgl. des hinteren Flansches.



h. Ausklüngen des Stegs.

des Trägers auf die Schnittstelle wird die Schneidevorrichtung eingerückt und sofort bewegt sich das Obermesser zunächst nach rechts unten, wodurch der Träger halb zerteilt wird. Unmittelbar darnach bewegt sich das Messer nach links durch den Träger, während inzwischen die Untermesser mechanisch nach links geschoben worden sind. Der Träger ist alsdann vollständig zerteilt und die Messer stellen sich dann selbsttätig wieder für den neuen Schnitt ein.

Das sehr häufig vorkommende Ausklüngen von I-Profilen erfolgt neuerdings mit Hilfe von besonderen Maschinen. Eine solche ist in Abb. 636a, gleichfalls von der vorgenannten Firma herrührend, zur Darstellung gebracht.

Die Abb. 636b—d und f—h zeigen die mannigfachen Verwendungsmöglichkeiten und Arbeitsvorgänge dieser Spezialmaschine.

Zur Bearbeitung der Schmalseiten der Knotenbleche, Kopfplatten und Stehbleche wird die Blechkanten-Hobelmaschine benutzt. Es

werden hier mehrere Platten gleichzeitig fest auf den Maschinentisch aufgespannt, während der Stahl an den zu hobelnden Flächen selbsttätig entlang geführt wird. Das Nachstellen des Hobelstahles wird gewöhnlich durch den die Maschine bedienenden Arbeiter ausgeführt (s. Abb. 624 S. 492).

An Stelle der vorbeschriebenen mechanischen Schneidverfahren der Profile, Bleche usw. ist seit einigen Jahren ein neues chemisches Verfahren getreten, welches auf der praktischen Verwendung der bekannten Wirkungen des Wasserstoff-Sauerstoffgebläses (Knallgasgebläse) beruht.

Die Deutsche Oxhydric G. m. b. H. -Werke in Eller bei Düsseldorf haben sich ein Schneidverfahren mit Sauerstoff schützen lassen. Das Verfahren geht von der bekannten Tatsache aus, daß sich Eisen im reinen Sauerstoff unter starker Wärmeentwicklung und lebhafter Feuererscheinung oxydiert. Eine kleine Stelle des zu schneidenden Walzeisens oder Bleches wird mittels einer Stichflamme auf diejenige Hitze gebracht, bei welcher das Eisen im Sauerstoffstrom anfängt zu verbrennen. Alsdann wird reiner Sauerstoff unter hohem Druck aus einer feinen Oeffnung gegen diese erhitzte Stelle geleitet, wodurch das Eisen in dem Sauerstoffstrom

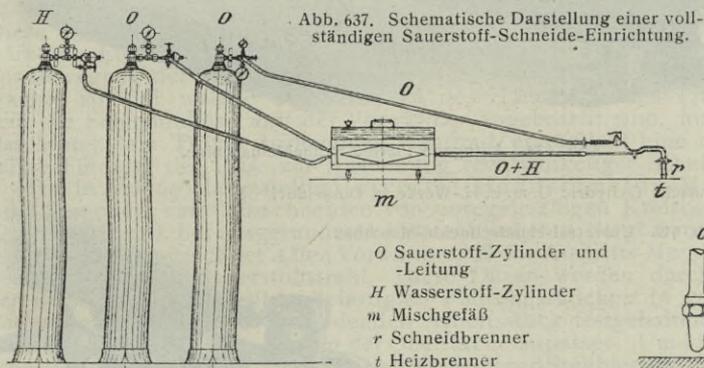
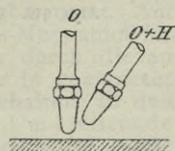


Abb. 638. Brenner in größerem Maßstabe.



unter lebhaftem Funkensprühen verbrennt, während die geschmolzenen Massen durch die lebendige Kraft des Sauerstoffstrahles beseitigt werden. Durch die Verbrennungswärme des im Sauerstoffstrom verbrennenden Eisens werden die Nachbartheilchen an der Schmelzzone für einen Augenblick so schnell erhitzt, daß eine Wärmeableitung nicht stattfinden kann, und diese Erhitzung wird dazu benutzt, neue mit dem Sauerstoff in Berührung kommende Eisenteilchen fortlaufend auf die Verbrennungshitze vorzuwärmen. Für die zu schneidenden verschiedenen Eisenstärken ist ein durch Versuche festgelegtes bestimmtes Mischungsverhältnis und ein bestimmter Druck der Gase erforderlich. Die Abb. 637 gibt eine schematische Darstellung einer vollständigen Sauerstoff-Schneide-Einrichtung. Die zur Ausübung des Schneidverfahrens erforderlichen Gase, Wasserstoff und Sauerstoff, werden in Stahlzylindern, auf 125 bis 150 Atmosphären verdichtet, in den Handel gebracht und aus diesen Flaschen für den Gebrauch durch Minderungsventile entnommen und durch Schlauchleitungen dem Schneidbrenner r und Heizbrenner t zugeführt. Das Zusammen-treten der beiden Gase, zumeist Wasserstoff und Sauerstoff, für den Heizbrenner erfolgt zur Vermeidung einer Explosion in einem durch Wasser gekühlten Mischraum m.

Schlägt nämlich infolge einer Geschwindigkeits-Verminderung des Gasstromes die Flamme bis an die Mischstelle zurück, so wird ihr hier durch die Kälte der Umgebung soviel Wärme entnommen, daß die weiter zuströmenden Gasmengen meistens nicht mehr auf ihre Entzündungs-

wärme erhitzt werden, sodaß die Flamme erlöschen muß. Das Gas gelangt dann wieder ungestört an die Brennermündung *t*, und da der ganze Vorgang sich in Bruchteilen von Sekunden abspielt, findet es hier das Arbeitsstück vielfach noch heiß genug, um sich selbsttätig wieder zu entzünden. Durch die Einschaltung des Mischraumes werden zeitraubende

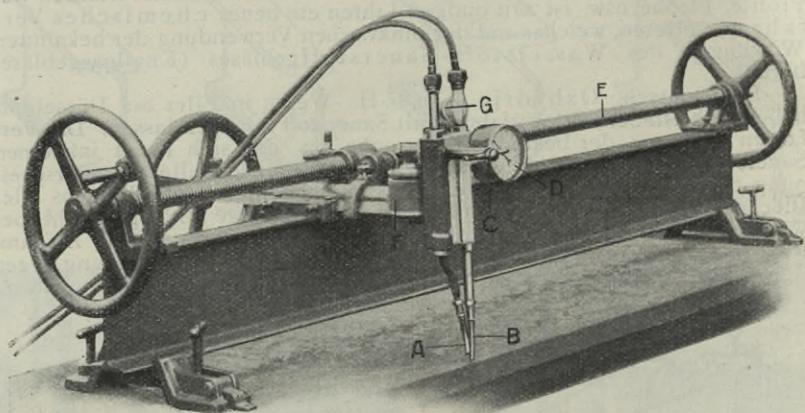
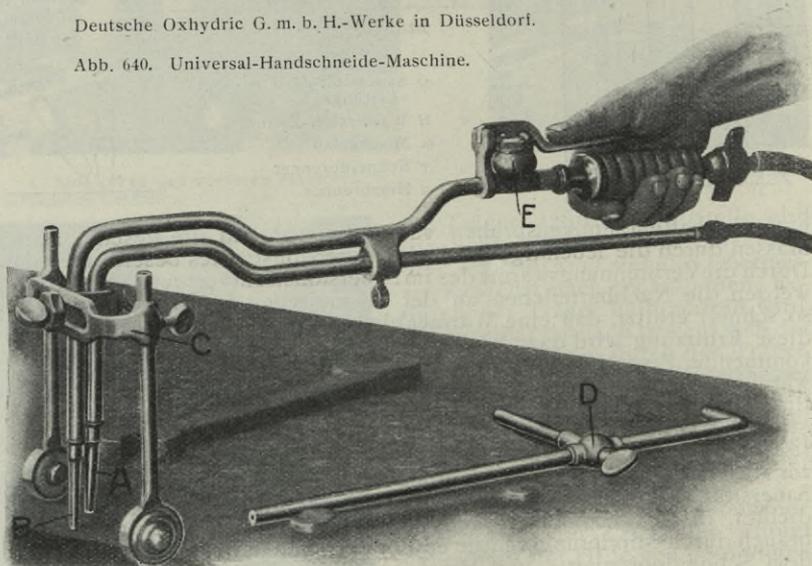


Abb. 639. Autogene Platten-Schneidemaschine.

Deutsche Oxhydic G. m. b. H.-Werke in Düsseldorf.

Abb. 640. Universal-Handschnede-Maschine.



Unterbrechungen der Arbeit sowie Betriebsgefahren ausgeschlossen. Der erforderliche Sauerstoff für den Schneidebrenner wird entweder mittels eines T-Stückes aus der Leitung des heizenden Sauerstoffes abgezweigt oder, wie in Abb. 637 dargestellt, aus einer besonderen Sauerstoff-Flasche entnommen. Der Oxydationsstrahl wird durch ein selbsttätiges Minderungsventil auf gleichmäßigen Druck gehalten, welcher sich nach der

Stärke des zu schneidendem Eisens richtet. Die Anordnung der Schneide- und Heizdüse geht aus Abb. 638 hervor und ermöglicht einen gleichmäßigen Schnitt von größter Sauberkeit und Genauigkeit. Zur Ausführung eines Schnittes werden die miteinander engverbundenen beiden Düsen langsam über das betreffende Arbeitsstück hinweggeführt.

Die Schnitte, die sich mit dem vorbeschriebenen Verfahren in der Praxis ausführen lassen, erstrecken sich auf eiserne Gegenstände bis zu 300 mm Stärke.¹⁾ Bei einer Dicke bis zu 50 mm läßt sich das Verfahren mit einer Genauigkeit von 1 mm ausführen, während bei einer Stärke von 50 bis 200 mm der Genauigkeitsgrad 2 mm beträgt. Die Breite des Schnittes schwankt je nach der Wandstärke des Arbeitsstückes zwischen 2 und 5 mm.

Die Kosten für das Ausschneiden des Bleches in einer Kurve wie z. B. bei ausgerundeten Knotenblechen von 20 mm Stärke mit Hilfe des Sauerstoff-Schneidverfahrens stellen sich auf etwa 0,8 M. für das laufende Meter; die gleiche Arbeit würde durch Ausbohren und Bearbeiten mit dem Meißel etwa 1,25 M. kosten.

Von den Spezialmaschinen des „autogenen“ Verfahrens, welche in Eisenkonstruktions-Werkstätten vorteilhafte Verwendung gefunden haben, ist zuerst die in Abb. 639 dargestellte Plattenschneide-Maschine zu erwähnen. Diese eignet sich besonders zum Abschneiden von geraden Flächen an stärkeren Eisenblechen sowie zur Ausführung rechtwinkliger Schnitte. Zur Bewegung der Schneidedüse dient eine oberhalb eines Trägers angebrachte Spindel, welche durch Drehen des Handrades des Trägers, auf dem die Schneidedüse und der Vorwärmer angebracht sind, fortbewegt. Das hinter dem Träger vorhandene Handrad ermöglicht eine rechtwinkelige Führung der Düse zur Ausführung rechtwinkliger Schnitte.

Die in Abb. 640 dargestellte Universal-Handschneide-Maschine wird besonders zum Ausschneiden von unregelmäßigen Kreisbogen und Kurven, wie z. B. bei ausgerundeten Knotenblechen u. dergl. benutzt. Auf der Abbildung bezeichnet *A* den Vorwärmer, *B* das Austritts-Mundstück für den schneidenden Sauerstoffstrahl. Diese Düsen werden durch die an der Kopfleiste *C* verstellbar befestigten Führungsrädchen in geeigneter Entfernung von dem zu schneidenden Arbeitsstück festgehalten, so daß sie sich etwaigen Unebenheiten der Oberfläche anpassen. Um kreisrunde Schnitte wie z. B. Oeffnungen in den Querträger-Stehblechen für große Rohre oder dergl. auszuführen, wird an Stelle eines der Führungsräder die Radialführung *D* angebracht, deren Spitze im Mittelpunkt des Kreises aufgesetzt wird. Das Ventil *E* dient zum augenblicklichen Oeffnen und Schließen der Sauerstoff-Zuleitung, um ein unnötiges Entweichen des Gases zu verhüten.

Das Wasserstoff-Sauerstoff-Schneidverfahren hat auch vorteilhafte Anwendung beim Abbruch zum Zerschneiden von Trägern usw. gefunden.²⁾

Eine der Universal-Handschneidemaschine ähnliche sogenannte Nietkopf-Schneidemaschine wird zum raschen Entfernen der Niete bei Eisenkonstruktionen verwendet, indem man damit den Nietkopf abschneidet und den so frei gewordenen Nietschaft mit Hilfe eines Lochhammers herausschlägt.

Eine weitere Anwendung hat das „autogene“ Verfahren beim Schweißen von Eisenteilen gefunden. Die Einrichtung entspricht im allgemeinen derjenigen des Schneidverfahrens, nur kommt hier die Schneidedüse in Fortfall. Die zu verschweißenden Stücke werden aneinandergelagt und durch die darauf gerichtete Stichflamme erhitzt. Wenn die Schmelztemperatur erreicht ist, fließt das Eisen der beiden Stücke entweder von selbst ineinander, oder man läßt von einem in die Flamme gehaltenen Eisendraht so lange flüssiges Metall zutropfen, bis die ge-

¹⁾ Siehe Z. B. V. 1909, S. 148, Angaben über Zeit und Kosten.

²⁾ Ueber die Anwendung des Schneidverfahrens beim Abbau großer Eisenmassen siehe Z. d. V. D. I. 1910, S. 2194, Aufräumungsarbeiten an der eingestürzten Brücke bei Quebec.

wünschte Dicke der Naht erreicht ist. Stärkere Platten werden entweder durch zwei Brenner gleichzeitig von oben und unten erhitzt oder an den Kanten abgeschrägt, sodaß durch ihr Zusammenlegen eine Rinne entsteht, in die man das Zusatzmetall einfließen läßt. Vorher muß natürlich auch hier die zu verbindende Stelle bis an den Schmelzpunkt erhitzt werden, sonst erzielt man schließlich nur eine Art Klebewirkung, nicht aber eine vollkommene Einheitlichkeit des Stoffes in der Naht. Die Schwierigkeit des Schweißens überhaupt besteht in der großen Oxydationsfähigkeit des Eisens in glühendem Zustande. Das sich bildende Eisenoxyd verhindert ein gleichmäßiges Ineinanderdringen der beiden Arbeitsstücke und nimmt der Schweißnaht jede Widerstandskraft. Beim gewöhnlichen Schweißverfahren wird dieser Uebelstand dadurch vermieden, daß auf die Schweißstelle Sand oder Borax gestreut wird. Das Eisenoxyd verbindet sich mit diesen Körpern zu leicht schmelzenden Silikaten oder Boraten, welche aus der Masse herausgepreßt bzw. -gehämmert werden. Beim autogenen Schweißverfahren hingegen wird die Gefahr der Oxydbildung dadurch umgangen, daß man der Stichflamme eine geringere Sauerstoffmenge zuführt, als theoretisch zur Verbrennung des Wasserstoffes erforderlich ist. Die Einschaltung eines geeigneten Minderungsventiles in die Sauerstoffleitung ist daher äußerst wichtig, da von der Gleichmäßigkeit seiner Wirkung die gute Ausführung der Schweißarbeit und vor allem der Gasverbrauch in hohem Grade abhängig sind. Ueber die Widerstandsfähigkeit autogengeschweißter Nähte ist durch zahlreiche Versuche festgestellt worden, daß die Festigkeits- und Dehnungswerte der geschweißten Stellen nur um wenige Hundertstel denen des vollen Metalles nachstehen. Die Güte einer Schweißung hängt sehr von der Sorgfalt und geschickten Handhabung geeigneter erprobter Werkzeuge ab.

Außer der Wasserstoff-Sauerstoff-Schweißung hat noch die Azetylen-Schweißung Eingang in die Praxis gefunden. Bei ihr tritt das Azetylen an die Stelle des Wasserstoffes, während in allen übrigen Stücken das Verfahren sich dem vorbeschriebenen anschließt. Die Azetylen-Sauerstoff-Flamme ist bedeutend heißer als die gewöhnliche Knallgasflamme, wodurch eine größere Vorsicht und Gewandtheit bei der Handhabung erforderlich wird; außerdem ist der Azetylen-Entwicklungsapparat bedeutend umfangreicher als die Wasserstoffbomben und daher für verschiedene Anwendungsgebiete nicht zu gebrauchen.

e. Das Bohren und Stanzen.

Die Herstellung der Niet- und Schraubenlöcher erfolgt entweder durch Bohren oder Stanzen (Lochen). Für den Brückenbau und überhaupt bei allen Konstruktionen, welche eine genaue Bearbeitung voraussetzen, besteht im allgemeinen die Vorschrift, daß die Niet- und Schraubenlöcher sämtlich gebohrt werden müssen, während sie in den Blechen und Platten auch gestanzt werden dürfen, sofern das Eisen nicht Flußeisen oder Stahl ist. Bei Beläg-Blechen oder -Eisen aus Flußeisen ist mit Rücksicht auf deren untergeordneten Zweck das Stanzen gestattet. Um vollständig glatte und metallreine Wandungen zu erhalten, sind alle Löcher in den einzelnen Eisenteilen, welche getrennt für sich gebohrt oder gelocht werden, zunächst mit einem etwas geringeren Durchmesser, im allgemeinen 1,5 bis 2^{mm} kleiner, herzustellen und nach der Zusammensetzung der Teile durch Aufreiben mit der Reibahle oder durch Aufbohren auf den richtigen, der Nietstärke entsprechenden Durchmesser, zu bringen.

Das Bohren der Niet- und Schraubenlöcher erfolgt entsprechend dem vorgeschriebenen Durchmesser auf der Bohrmaschine. Die Verwendung von Spiralbohrern ist heute allgemein üblich und ermöglicht die Herstellung von gleichmäßigen zylindrischen Löchern. Der sich beim Bohren bildende Grat wird mittels eines Versenkböhrers entfernt. Die in den meisten Werkstätten vorhandenen Schnell- und Radial-Bohr-

maschinen gestatten das gleichzeitige Bohren mehrerer Löcher in einem einzelnen Eisenteil ohne jedesmalige Verschiebung, vielmehr lassen sich hier die Bohrer in einfacher und schneller Weise verstellen. Beim Bohren einer größeren Anzahl gleicher Laschen und Bleche ist es gebräuchlich, Pakete bis zu einer Gesamtmaterialstärke von 100^{mm} mittels Schraubzwingen herzustellen und dann gemeinschaftlich zu bearbeiten. Wird auf eine besonders genaue Ausführung und scharfes Passen der Nietlöcher Wert gelegt, so kommt nur das gemeinschaftliche Bohren oder das Aufbohren der Löcher auf der Zulage in Frage, denn selbst bei größter Sorgfalt beim Einzelbohren der Stücke lassen sich Ausführungsfehler als Folge der verschiedenen Oberflächenhärtegrade des zu bearbeitenden Metalles nicht vermeiden. Konische Löcher für gedrehte Bolzen werden, um eine genaue Auflagerung auf den ganzen Umfang zu sichern, meist auf der Baustelle, nachdem die ganze Konstruktion gut verschraubt und verdornt ist, mit konischen Reibahlen hergestellt.

Das Lochen der Niet- und Schraubenlöcher bei Flacheisen, Platten und untergeordneten Konstruktionsteilen erfolgt auf dem sogenannten „Lochwerk“ oder der „Stanze“. Hierbei wird ein dem Nietdurchmesser entsprechender senkrecht geführter Stahlstempel durch das zu lochende Eisen unter Druck gepreßt. Das so erzeugte Loch wird keine genaue zylindrische Fläche besitzen, sondern mehr oder weniger kegelförmig ausfallen. Infolge der beim Abscheren der Metallfasern auftretenden starken Seitendrucke auf die Lochwandung gestaltet sich der aus dem Loch gestoßene „Putzen“ als ein Körper, der sich aus einer Anzahl ineinandergeschobener abgestumpfter Kegel zusammensetzt. Zu dieser Erscheinung trägt auch der Umstand bei, daß die größten Stabkräfte nicht in der senkrechten Druckebene stattfinden. Durch das gewaltsame Durchdrücken des Stempels werden die angrenzenden Metallteilen teilweise überbeansprucht und erhalten feine Radialrisse, die das Metall zur Aufnahme weiterer Beanspruchungen ungeeignet machen.

f. Das Zulegen.

Das „Zulegen“ von einfachen Konstruktionsteilen, wie Brücken oder Binderstäbe, Stützen und dergl., sowie der Zusammenbau von ganzen Binder- und Brückenkonstruktionen erfolgt auf der „Zulage“, um sowohl ein genaues Zusammenpassen der einzel bearbeiteten Konstruktionselemente zu ermöglichen als auch das Verbinden durch Niete bewirken zu können. Die Einzelteile werden vor dem Zusammenbau an ihren Berührungspunkten mit Bleimennige gestrichen und dann mit Hilfe von Schrauben und Stahldornen zusammengefügt. Ungenauigkeiten und Unebenheiten der Werkstücke werden vor dem Abnieten durch entsprechendes Nacharbeiten beseitigt. Sind nur einzelne zur Verbindung der Einzelstücke mit Hilfe von Schrauben vorgesehene Löcher vorher gebohrt, so werden die übrigen Löcher meist unter Verwendung von elektrischen oder mittels Preßluft angetriebenen Bohrmaschinen durch sämtliche Materialstärken gleichzeitig durchgebohrt. Bei Brückenkonstruktionen werden, wie bereits früher erwähnt, die Einzelstücke mit etwa 2^{mm} geringeren Lochdurchmessern versehen und alsdann nach dem Zusammenbau auf der Zulage die sämtlichen Löcher entsprechend aufgebohrt. Durch dieses Verfahren werden in einwandfreier Weise durchaus gleichmäßige zylindrische Nietlöcher erzielt. Nachdem die Konstruktionen ausgelegt, nachgearbeitet und hinreichend verschraubt und verdornt worden sind, kann mit dem Abnieten begonnen werden. Auf der Zulage werden alle diejenigen Niete geschlagen, welche dem späteren Aufbringen und Zusammenbau nicht hinderlich sind.

Die fertig bearbeiteten Konstruktionsteile werden zumeist noch mit einem vollständigen Anstrich (Grundanstrich) versehen und alsdann verladen.

g. Das Nieteten.

Da sich die Kosten der Nietarbeit auf der Baustelle bedeutend höher stellen als in der Werkstatt, so ist man bestrebt, die Einzelstücke soweit als möglich schon in der Werkstatt zu einem Ganzen zu verbinden. Die Längs- und Querträger mittlerer Brücken und die Hauptträger kleiner Brücken bis zu 15 m Länge und 3 m Höhe werden meist in der Werkstatt vollständig vernietet.¹⁾

Das Anwärmen der Niete erfolgt in der Werkstatt in fahrbaren Feldschmieden, welche mittels Schlauchleitung an die Druckluftleitung angeschlossen werden. Die Schaftstärke der Niete wird um 1 mm kleiner als der Nietlochdurchmesser gewählt. Das Erhitzen des Nietes in einem Schmiedekohlenfeuer soll möglichst rasch und in allen Teilen gleichmäßig und höchstens bis zur Gelbglut-Hitze erfolgen. Alsdann wird der Niet vom Zunder befreit, schnell in das Nietloch eingeführt und die Bildung des Schließkopfes unter Anwendung eines angemessenen Druckes so rasch ausgeführt, daß, während der Niet noch warm und bildsam ist, eine vollständige Ausstauchung des Nietloches und aller seiner Unregelmäßigkeiten erzielt werden kann. Nach Vollendung des Schließkopfes muß er noch eine dunkle Glühfarbe zeigen, damit durch die weitere Abkühlung und Verkürzung des Schaftes eine Vergrößerung der Pressung zwischen den einzelnen zu verbindenden Teilen hervorgerufen wird. Aus eingehenden Versuchen ist festgestellt worden, daß der richtige Hitzeegrad des Nietes vor und nach der Herstellung des Schließkopfes von großem Einfluß auf die Güte der Nietverbindung ist. Der Schließkopf kann durch Hand- oder Maschinen-Nietung ausgeführt werden.

Die Handnietung wird durch eine Gruppe von vier bis fünf Mann, einer sogen. Nietkolonne, ausgeführt, welche aus einem Kolonnenführer oder Nietschirmmeister, einem bis zwei Zuschlägern, einem Mann zum Vorhalten und einem Nietwärmer besteht. Die Nietarbeit geht nun in der bereits früher beschriebenen Weise vor sich. Da für das gute Schlagen eines Nietes das sichere Gegenhalten Bedingung ist, so ist man bestrebt, zum Vorhalten die Nietwinde, welche entsprechend gegen den Setzkopf gepreßt werden kann, zu benutzen. Nur bei besonders ungünstig angeordneten Nieteten und stärkeren Nietdurchmessern wird außer dem Vorhalten eines Nietdrückers noch durch einen weiteren Mann ein etwa 15 kg schwerer Hammer gegengehalten.

Die vorgeschriebene Handnietung ist in den neuzeitlich eingerichteten Werkstätten seit einigen Jahren durch die Preßluftnietung ersetzt, die ein bequemes und billiges, sowie in Bezug auf die Güte der Nietung besseres Nietverfahren bietet. Dazu dient eine Anlage zur Erzeugung der unter einem Druck von 6–8 Atmosphären stehenden Preßluft für eine Ansaugleistung von 4 cbm für 1 Minute bei einem mittleren Fabrikbetriebe. Der Antrieb kann beispielsweise durch Elektromotor erfolgen, welcher einen zweistufigen Luftkompressor antreibt. Durch Einschaltung eines Zwischenkühlers wird die in der ersten Stufe gepreßte Luft auf ihre Anfangswärme zurückgekühlt, bevor sie in den Hochdruckraum gelangt und von hier in den Windkessel. An diesen sind dann die in der Fabrikanlage je nach Bedarf verzweigten Preßluftleitungen angeschlossen. Um den Betrieb der Preßluftanlage für den Betrieb der Werkzeuge zweckmäßig zu gestalten, ist noch ein Druck-Regler angeordnet, welcher bei Erreichung des bestimmten Höchstdruckes den Kompressor auf Leerlauf stellt und ihn selbsttätig wieder einschaltet, sobald der Druck gesunken ist.

Die zum Nieteten erforderlichen Spezialhämmer werden zum Zwecke leichter und bequemer Handhabung mittels drahtumwickelter Gummi-

¹⁾ Verfasser hat in den Werkstätten der American Bridge Co. bei Pittsburg Blechträger bis 30 m Länge baufertig herstellen sehen und zwar mit selbsttätiger Vorrückvorrichtung des stehenden Trägers, so dass von den stillstehenden Nietmaschinen die Niete in genau vorgeschriebenen Abständen geschlagen wurden.

Schläuche an die Hauptverteilungsleitung der Preßluft mit Hilfe von Schlauchkuppelungen angeschlossen. Die baulichen Einzelheiten eines solchen Niethammers¹⁾ gehen aus der Abb. 641 hervor, welche einen solchen Hammer im Längsschnitt darstellt. Der Eintritt der Preßluft erfolgt durch die Schlauchtülle 6. Durch Niederdrücken des Hebels 3 gestattet der Schieber 2 den Eintritt der Preßluft in das eigentliche Ventilgehäuse 20. Nach ihrem Durchgange durch das eigentliche Steuerventil 21 wirkt die Preßluft unmittelbar auf den Schlagkolben 14 und

¹⁾ Ausführungsweise der „Deutschen Niles-Werkzeug-Masch.-Fabrik“ in Oberschöneweide bei Berlin.

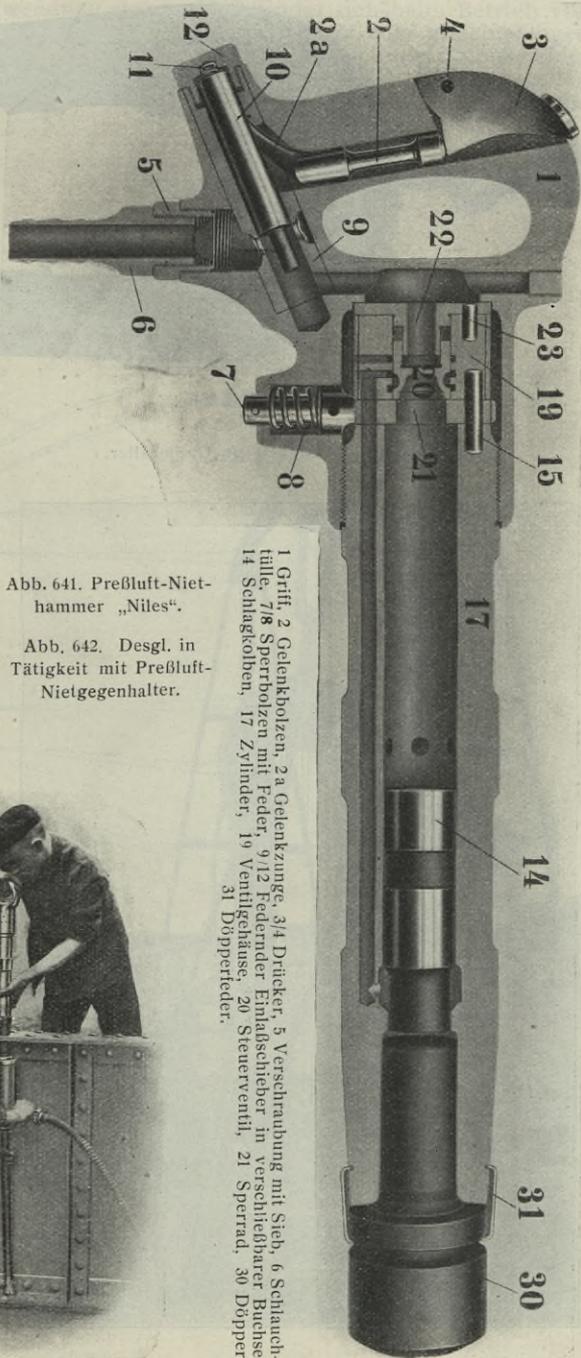


Abb. 641. Preßluft-Niethammer „Niles“.

Abb. 642. Desgl. in Tätigkeit mit Preßluft-Nietgegenhalter.

1 Griff, 2 Gelenkboizen, 2a Gelenkzunge, 3/4 Driicker, 5 Verschraubung mit Sieb, 6 Schlauch-tülle, 7/8 Sperrboizen mit Feder, 9/12 Federnder Einlaßschieber in verschleißbarer Buchse, 14 Schlagkolben, 17 Zylinder, 19 Ventilgehäuse, 20 Steuerventil, 21 Sperrrad, 30 Doppelfeder, 31 Doppelfeder.



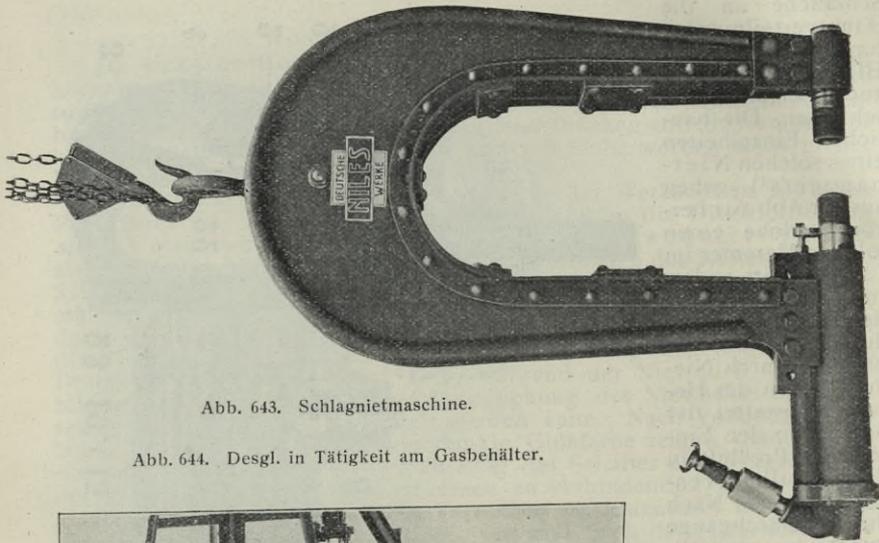
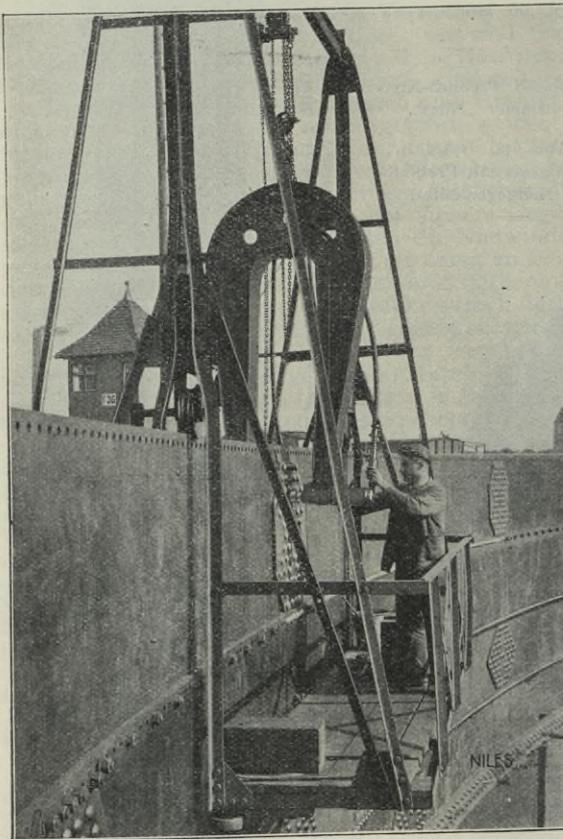


Abb. 643. Schlagnietmaschine.

Abb. 644. Desgl. in Tätigkeit am Gasbehälter.



den Döpper 30. Der eigentliche Nietvorgang entspricht demjenigen der Handnietung. Das Gegenhalten erfolgt in ähnlicher Weise wie bei der Handnietung mittels gewöhnlicher Nietwinden, Handgegenhalten oder mittels besonders konstruierter Preßluft-Nietgegenhalter. Abb. 642 zeigt in anschaulicher Weise die Ausführung einer Preßluft-Handnietung unter Benutzung eines Preßluft-Nietgegenhalters.

Die Niethämmer sind so eingerichtet, daß in einfacher Weise der Döpper auch durch einen Meißel ersetzt werden kann und so der Preßlufthammer zum Meißeln oder Verstemmen usw. Verwendung findet.

Eine weitere Anwendung der Preßluft findet sich beim Betrieb von Preßluft-Bohrmaschinen und bei Preßluft-Nietfeuern zum gleichmäßigen und schnellen Erwärmen der Niete. Bei den Nietmaschinen unterscheidet man Schlagnietmaschinen und Nietpressen. Abb. 643 u. 644 stellen eine mittels Preßluft betriebene Schlagnietmaschine dar. Die Wirkungs-

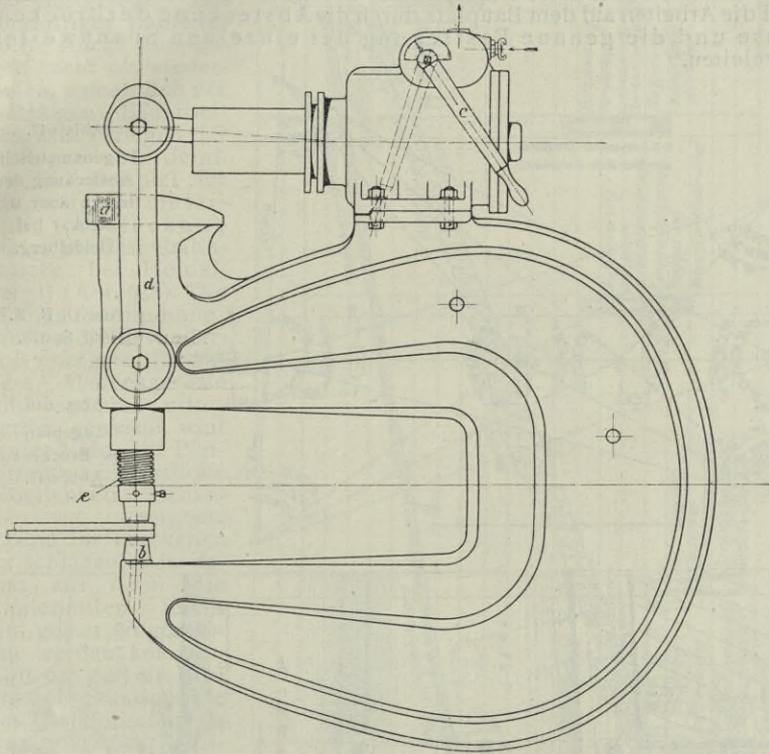


Abb. 645. Druckluft-Kniehebel-Nietpresse der Niles-Werke.

weise der Schlagnietmaschine ist, wie bereits beschrieben, dieselbe wie bei den Niethämmern. Die in Abb. 645 dargestellte Kniehebelmaschine, gleichfalls für Preßluftbetrieb, beruht nicht auf hammerartiger Wirkung, sondern es wird hier das Werkzeug (Kopfsetzer oder Schelleisen) langsam gegen den durch den Gegenhalter gestützten Nietbolzen geführt. Sie entsprechen also in ihrer Wirkungsweise den Schmiedepressen.

III. Einrichtungen und Arbeiten auf dem Bauplatz.

a. Allgemeines.

Abgesehen von der Aufstellung unverrückbarer und sorgfältig geschützter Höhenmarken (Fixpunkte) auf Grund genauer Nivellements sind die Arbeiten auf dem Bauplatz durch die Absteckung der Brückenachse und die genaue Festlegung der einzelnen Spannweiten einzuleiten.

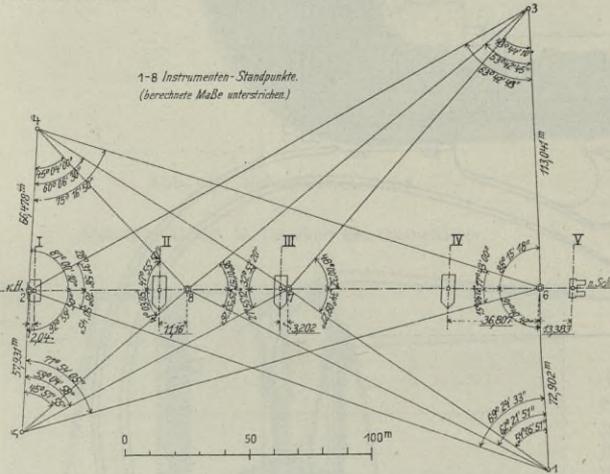
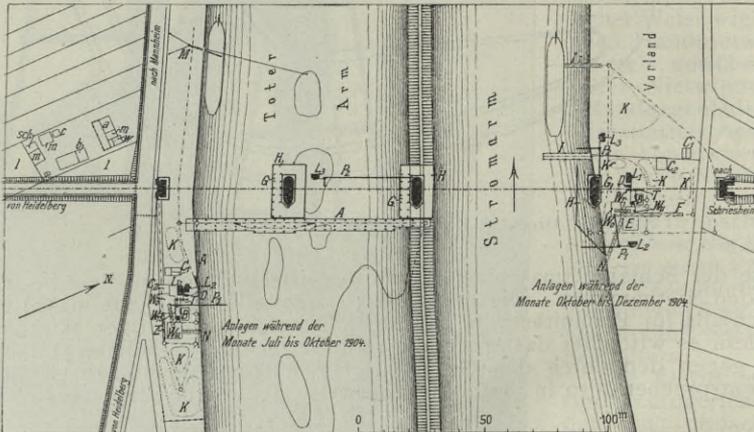


Abb. 647.

Trigonometrische Absteckung der Brücke über den Neckar bei Heidelberg.

Aus D. B. Z. 1907 S. 379.

Abb. 646.
Lageplan der Brücke zu Abb. 647.



Dies kann unmittelbar erfolgen, ein Verfahren, das als vorzügliche Nachprüfung der später dargestellten trigonometrischen Messung angesehen werden kann. Man bedient sich dabei besten Nickelstahldrahtes, der, über eine Rolle geführt, bei bestimmter Wärme ausgespannt und belastet und einer genau am Lande abgesteckten Strecke zwischen zwei Merkzeichen entspricht. Dieser Draht wird in der Brückenachse oder noch zweckmäßiger in einer Parallele dazu über Absteckgerüsten unter

genau gleichen Bedingungen ausge-spannt und die Strecke zwischen den Merkzei-chen auf diesen Achslinien unverrückbar festgelegt. Ein sorgfältiger Bauleiter sollte solche Messungen recht oft wieder-holen, namentlich vor wichtigen Bauarbeiten, z. B. Verlegen der Auflager und dergl.

Ein Beispiel für die trigonometrische Absteckung bietet die Eisenbahn-Brücke bei Heidelberg¹⁾ (Abb. 646). Die Längenbestimmung muß natürlich wieder-holt erfolgen. Besondere Absteckgerüste sind hier nicht erforder-lich gewesen, weil in der Nähe der Pfeilermit-ten die örtliche Möglichkeit vorhanden war, geeignete Pfähle im Trockenen zu schlagen, von denen aus dann die Pfeilermitten leicht und genau eingemes-sen werden konnten. Abb. 647 gibt ein Bild der acht Standpunkte des Theodoliten. Die eingeschriebenen Maße, welche nicht un-terstrichen sind, konnten genau gemessen werden, ebenso die Winkel. Daraus sind dann die Entfernungen der in der Brückenachse liegenden Punkte 2, 8, 7 und 6 berechnet und die durch Unterstreichen gekennzeichneten Maße für die Lage der einzelnen Pfeiler er-mittelt.

Zwecks Innehaltung bestimmter Bau-fristen, namentlich mit Rücksicht auf die Störungen und Gefahren

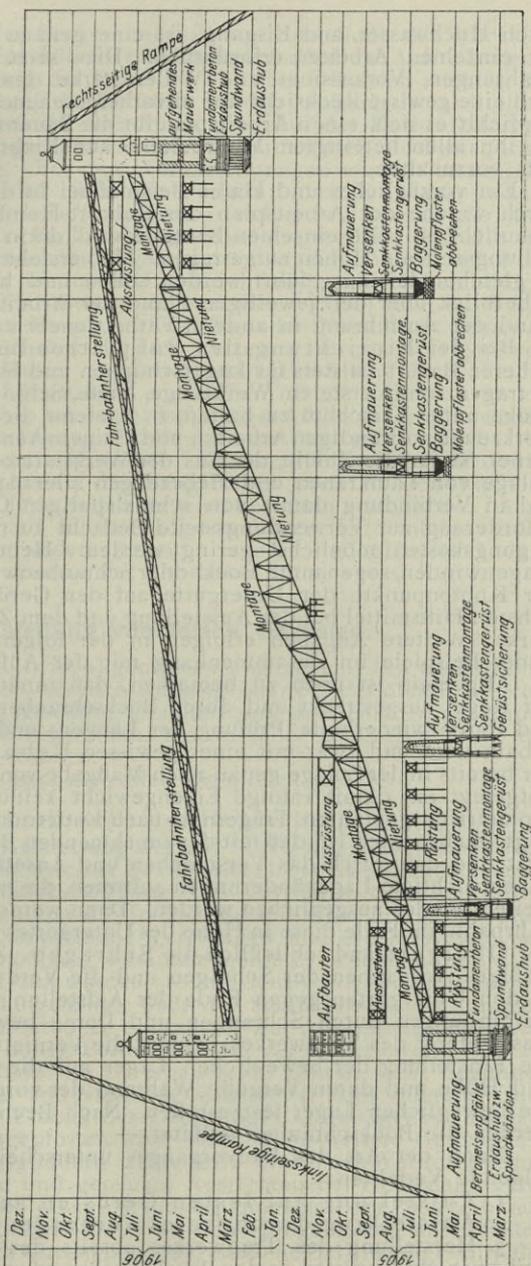


Abb. 648. Arbeitsplan für die Rheinbrücke Ruhrort-Homburg. Nach Z. V. D. I. 1905 S. 505.

¹⁾ D. B. Z. 1907, S. 379 ff.

durch Hochwasser und Eisgang, ist eine genaue Abwägung der Dauer der einzelnen Arbeiten erforderlich. Dies setzt natürlich die größten Erfahrungen, Voraussicht und Willensstärke des Bauleitenden voraus, auch eine gewisse Rücksicht auf unvorhergesehene Störungen. Hiernach empfiehlt es sich, einen Arbeitsplan für die Bauausführung auszuarbeiten, um ihn allen beteiligten Mitarbeitern zur Richtschnur ihrer Pflichten stets vorzuhalten.

Ein vorzügliches und klares Beispiel sei in der Abb. 648 vorgeführt, durch welche der Arbeitsplan der Ruhrort-Homberger Brücke¹⁾ veranschaulicht ist. Die einzelnen Bauteile sind darin als Längen, ihre Herstellungszeit als Höhen aufgetragen. Man ersieht sofort, welche Arbeiten zu gleicher Zeit ausgeführt werden sollen und hat zu jeder Zeit einen Ueberblick über den jeweiligen Stand der Arbeiten, wenn der wirkliche Stand der Ausführung in anderer Farbe daneben eingetragen wird.

Bei der Einrichtung des Bauplatzes für eiserne Brücken einfacherer Bauart ist stets für Lagerschuppen und Schmiedewerkstatt Sorge zu tragen, um in ersterem Werkzeuge, Niete, Schrauben und kleinere Bausteine unter Verschluß zu halten, in letzterer die zur Instandhaltung der Werkzeuge notwendigen Arbeiten und kleinere Aenderungen vorzunehmen. Ferner ist für die Zufuhr der aus der Werkstatt kommenden Bauteile auf Anlage von Laufkränen und Hebezeugen aller Art an geeigneten Stellen und in Verbindung damit von schmalspurigen Gleisen für die Weiterbeförderung zur Verwendungsstelle Bedacht zu nehmen, damit die Bewegungskosten möglichst gering werden. Hebebäume, Flaschenzüge, Wagenwinden, sogenannte Bock- oder Schraubenwinden zur Unterstützung der Knotenpunkte der Untergurte auf den Gerüsten sind die gewöhnlichsten Hilfsmittel bei der Aufstellung und dem Zusammenbau der Tragwerke. Weitere Angaben erfolgen in der folgenden Besprechung einzelner Beispiele im Zusammenhang mit der Aufstellungs-Beschreibung.

Allgemein ist noch zu bemerken, daß zunächst der Untergurt in der Regel ausgestreckt und durch Bockschrauben und Keile unterstützt und durch wiederholte Prüfung der Längen- und Höhenmessungen eingebaut wird und zwar mit einer gewissen Ueberhöhung, welche vorher bereits in der Zulage genau nach Maßgabe von Biegungsberechnungen festgelegt ist, damit infolge Eigengewicht keine Abweichung von dem geometrisch geplanten Trägernetz nach Entfernung der Unterstützung erfolgt. Zu beachten ist, daß mit der zunehmenden Belastung sich das Gerüst setzt und daß durch das Verschieben und Ansetzen der Anschlußstücke unbeabsichtigte Lagenänderungen auftreten, die mit den Bockwinden und Keilen wieder ausgeglichen werden. Dann werden die Pfosten mit der Fahrbahn, im Falle diese in Höhe des Untergurtes liegt, aufgestellt, darauf der Obergurt und schließlich die Schrägen. Zu vermeiden sind übermäßiges Anspannen der Schrägen und die Verdrückung der Nietlöcher in den Untergurten gegen Ende der Aufstellung. Vorläufig werden die Verbindungen durch Schrauben und Dorne bewirkt. Nach zwangloser Ausrichtung des Tragwerkes beginnt die Vernietung. Schließlich erfolgt die Einstellung der beweglichen Lager auf die entsprechende Stellung und Höhe und deren Vergeuß. Während der vorgenannten Arbeiten sind die beweglichen Lager festzustellen. Nach Beendigung der Aufstellung werden die Bockschrauben gelüftet.

Nach der Art des Bauvorganges unterscheidet man grundsätzlich folgende Verfahren:

1. Aufstellung auf festen Gerüsten aus Holz oder Eisen;
2. Aufstellung durch freies Vorkragen (Frei-Montage);
3. Herstellung des Tragwerkes absseits des endgültigen Standortes und zwar auf Gerüsten in der Brückenachse oder parallel dazu und nachheriges Ueberschieben auf Rollen, Portalkrane oder Einfahren auf Prahmen oder Heben von unten.

¹⁾ Z. V. D. I. 1905, S. 505.

Auch ein geringeres Senken bei höherer Aufstellung mit Rücksicht auf mangelnde Durchfahrtshöhe ist eine häufigerforderliche Aufstellungsart.

Für die Erleichterung des Baues ist es außerordentlich wichtig, daß schon bei der Ausarbeitung der Entwürfe auf den Hergang der Aufstellung sowohl in der allgemeinen Anordnung wie bei der Konstruktion der Einzelheiten Rücksicht genommen und alle Hilfsmittel und Bewegungen genau erwogen werden. Bei den Werkzeichnungen wird in erster Linie darauf zu sehen sein, daß sich alle Teile an den Knotenpunkten und Stoßbildungen leicht ineinanderfügen lassen. Es wird gefordert, die Gurte von Fachwerkträgern so zu gestalten, daß alle einzelnen Stücke seitlich aneinander geschlossen werden können, sodaß dies niemals vom Kopfe her in der Längsrichtung zu geschehen braucht. Dies ist besonders bei den Stößen zu beachten. Dabei kann man dann die Anzahl der auf dem Bauplatz zu schlagenden Niete nicht immer auf das geringste Maß einschränken. Des weiteren ist es empfehlenswert, nach amerikanischem Muster an den Querträgern kleine Konsolen für die anzuschließenden Längsträger vorzusehen, damit diese mittels der Hebezeuge vorläufig, aber schon in endgültiger Lage, aufgesetzt werden können, bevor die Befestigungsabteilung ans Werk geht, um die Anschlußniete oder -Bolzen einzuziehen. Diese Arbeit ist ja gewöhnlich erst dann auszuführen, wenn die Längsträger auch in den Nachbarfeldern richtig liegen. Jedenfalls aber wird der Kran, welcher die Längsträger herbeigeschafft und in ihre Lage gehoben hat, infolge dieser Konsolen schneller für andere Arbeiten wieder verfügbar, und dementsprechend kann der Einbau der Fahrbahn flotter vor sich gehen.

b. Aufstellung von festen Gerüsten.

Der Vorgang ist bereits im allgemeinen angegeben. Ein wesentliches Hilfsmittel dabei ist eine fahrbare Rüstung oder ein Portalkran, welcher den gesamten Brückenquerschnitt umrahmt und auf Schienen am Rande der Rüstung verfahren werden kann, um an jeder beliebigen Stelle des Tragwerkes arbeiten zu können.

Das Weitere sei an nachstehenden Beispielen erläutert:

a. Neckarbrücke bei Heidelberg.¹⁾

Abb. 649 stellt die Aufstellung der auf S. 289 besprochenen Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg auf festem hölzernen Gerüst dar. Eine Durchfahrtsöffnung von 21^m ist mit eisernen Hilfsträgern überspannt. Nachdem die Jochpfähle mit einer auf gekuppelten Prahmen montierten Dampfamme geschlagen und die Hilfsträger auf dem Gerüste der Seitenöffnung zusammengenietet waren, sind sie auf Rollen vorgeschoben. Dann wurden sie mit dem vorderen Ende an die Läuferrolle der Amme angehängt, über die Schiffahrtsöffnung hinübergezogen und auf die Gerüstböcke abgesetzt. Zur Aufstellung der Überbauten diente ein 14^m hoher Portalkran von 6,4^m Spannweite, der auf Schienensträngen außerhalb der zu erbauenden Brücke lief. Begonnen wurde mit dem Auflegen und Nieten der Zugbänder samt unterem Windverband, dann mit dem Einbau der Längsträger, Querträger und Hängepfosten. Auf den Hängepfosten sind dann ohne weitere Gerüste die Gurtungen mit Füllungsgliedern aufgestellt und nach Verdornen und Verschrauben aller Teile und genauem Ausrichten der Höhenlage unter gleichzeitigem Einbau des oberen Windverbandes und der Querverbände vernietet. Für die Nietarbeit waren an den Hängepfosten und Pfosten der Bögen parallel mit den Gurten laufende, einfache Gerüste angeschraubt.

In der Hauptöffnung sind die Gurte an den Stoßstellen auf Böcke eines Obergerüstes abgesetzt und so die Hängepfosten entlastet. Die

¹⁾ D. B. Z. 1907, S. 419 u. ff.

Abb. 649 läßt die bauliche Ausbildung der Joche des Gerüsts, die Lagerung der Hilfsträger und den Portalkran in ihren Einzelheiten und ihrer Wirkungsweise klar erkennen.

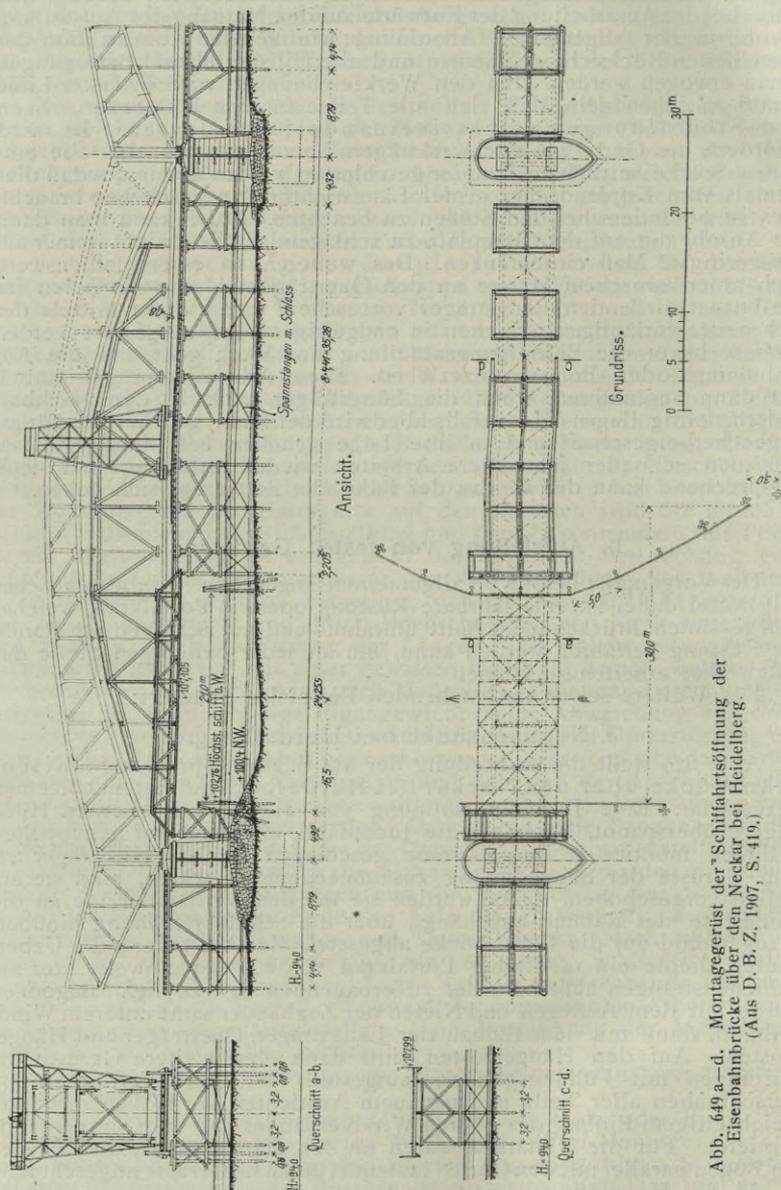


Abb. 649 a-d. Montagegerüst der Schiffahrtsöffnung der Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg. (Aus D. B. Z. 1907, S. 419.)

β. Die Aufstellungsarbeiten an der Stubenrauchbrücke bei Berlin¹⁾ (s. S. 296) sind in ähnlicher Weise ausgeführt. Die Abb. 650 zeigt

1) D. B. Z. 1908, S. 472.

die Brückenträger nahezu im geschlossenen Zustand. Hier sind die auf Rollbahnwagen herangeschafften Trägerteile durch einen den ganzen Ueberbau beherrschenden Portalkran eingebaut.

γ. Die Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße bei Pichelsdorf.

In ähnlicher Weise ist die gleichfalls vom Verfasser entworfene, auf S. 301 bereits besprochene und durch die Firma Steffens & Nölle, Berlin im Jahre 1910 ausgeführte Heerstraßen-Brücke über die Havel bei Pichelsdorf aufgestellt. Der durchaus neuzeitlichen Ausstattung des Bauplatzes wegen sei diese kurz erläutert.

Die Rüstung der Mittelöffnung (Abb. 651) besteht aus Rundpfählen von 28 cm mittlerem Durchmesser, welche bis auf etwa 2 m Länge in den guten Baugrund eingerammt sind. Die gegeneinander durch Zangen gut verstreben Pfähle tragen kräftige Querbalken, auf welchen die eigentlichen Rüstungsträger gelagert sind. Die Abdeckung der Rüstung besteht aus 5 cm starken Bohlen auf Querhölzern. Seitlich des Brückenlichttraumes sind die Laufschienen für den Aufstellungskran von der recht beträchtlichen Stützweite von 26 m gelagert, sowie zur Bedienung der Winden beiderseitig ausgekragte Laufstege angeordnet (Querschnitt Abb. 653). Für den auf der Havel sehr regen Schiffsverkehr sind in der Rüstung zwei Durchfahrten von je 9,5 m lichter Weite und 3,70 m Durchfahrthöhe bei Hochwasser ausgespart, welche durch Walzträger I NP. 50 überbrückt worden sind.

Die Rüstung der Seitenöffnung 3 und 4 (Abb. 651 und 654) wurde aus $\frac{20}{20}$ cm Holzstielen mit Kopf- und Fußschwellen und entsprechendem Zangenverband gebildet. Für die Rüstungsträger der Seitenöffnungen waren

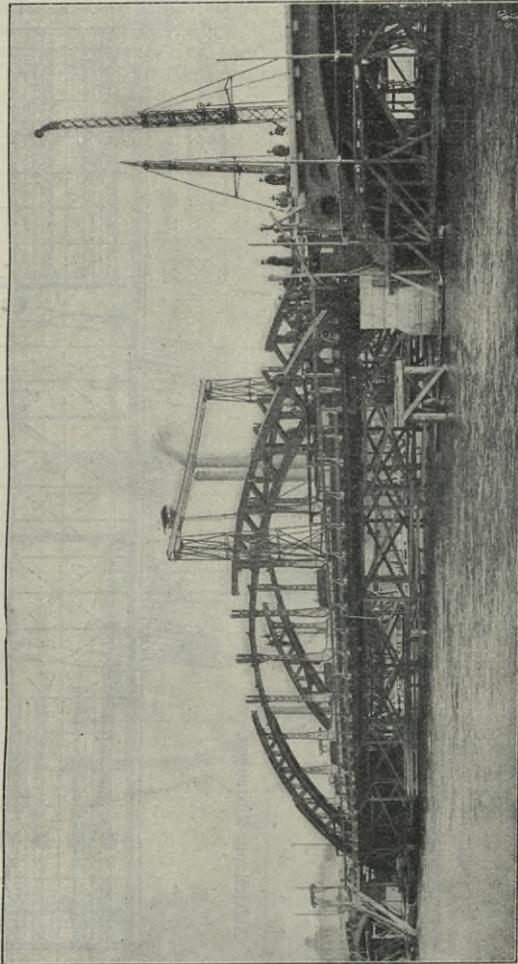


Abb. 650. Montage der Mittelöffnung der Stubenrauch-Brücke bei Berlin. D. B. Z. 1908, S. 472.

durchweg I NP. 28 vorgesehen. Die Berechnung der Rüstungen erfolgte unter Zugrundelegung einer gleichmäßig verteilten Nutzlast von

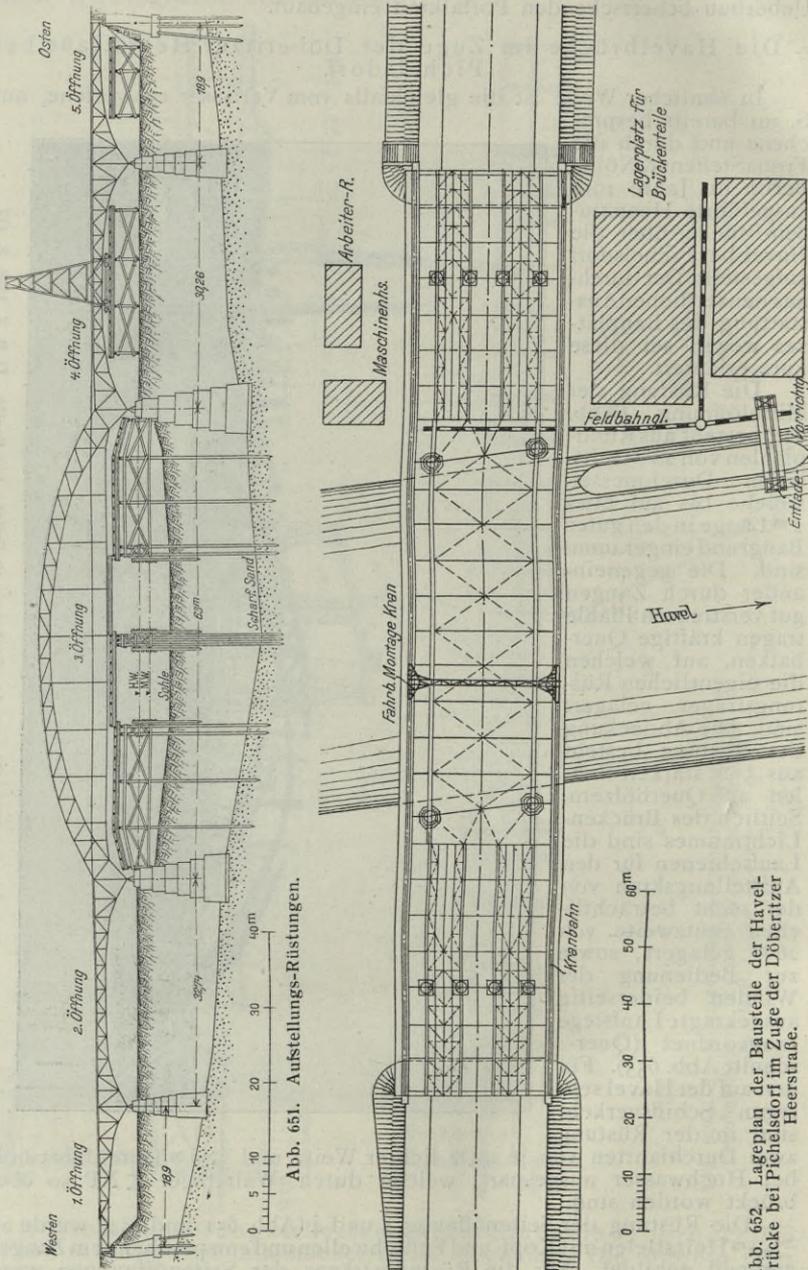
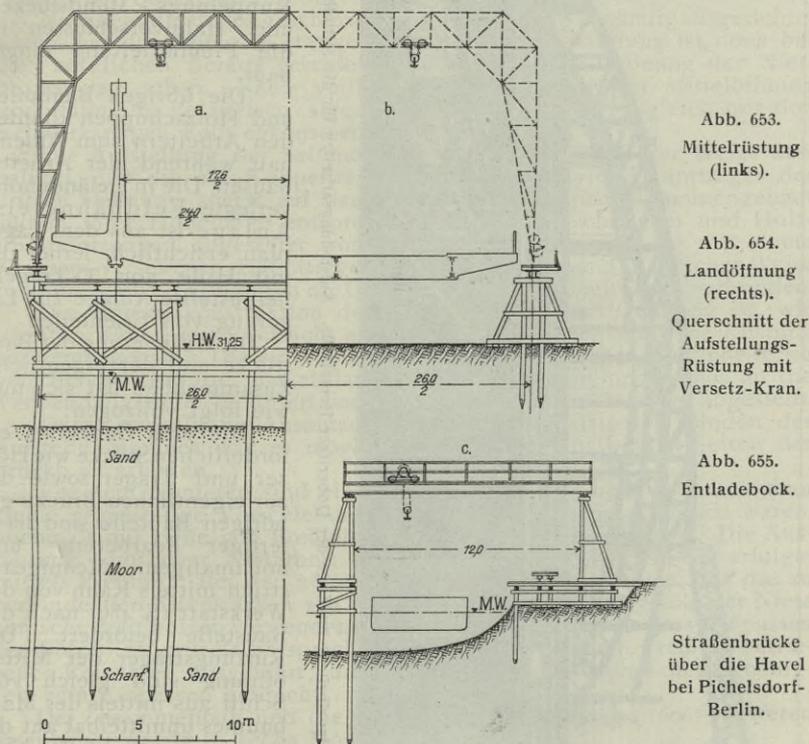


Abb. 651. Aufstellungs-Rüstungen.

Abb. 652. Lageplan der Baustelle der Havel-Brücke bei Pichelsdorf im Zuge der Döberitzer Heerstraße.

200 kg/qm. Die Hauptträger übertragen durch die Kopfschrauben das ganze Eisengewicht des Ueberbaues während der Aufstellung mit entsprechendem Teilgewichte als Einzellast auf das Gerüst. Die Kranbahnträger sind für die größten auftretenden Raddrucke bemessen. Mit Rücksicht auf die geringere Höhe der Brücke über dem Ufergelände in der ersten und zweiten Seitenöffnung (s. Abb. 651) ist hier von der Errichtung eines besonderen abgebandenen Gerüstes Abstand genommen. Nur ist hier die Kranbahn auf Holzböcken (vergl. Abb. 654) weitergeführt.

Der fahrbare Aufstellungskran (Abb. 653 u. 654) hat eine Spannweite von 26 m und eine lichte Höhe von 11 m über Schienenoberkante. Auf den aus Γ -Eisen gebildeten Untergerüsten der beiden oberen Fachwerkträger laufen zwei elektrisch betriebene Laufkatzen von je 12 t Tragkraft. Die



Fortbewegung des Kranes erfolgte durch Handwindwerke, welche beiderseits an den Kranfüßen angebracht sind.

Als weitere Bauplatz-Einrichtung ist der am östlichen Ufer errichtete Entladebock (Abb. 655) zu erwähnen, der aus Kanthölzern errichtet worden ist. Auf den beiden eisernen Kranträgern ist eine fahrbare Handwinde für 10 t Tragkraft aufgestellt.

In dem Maschinenhaus (vergl. den Lageplan (Abb. 652) war eine Wolfsche Lokomobile von 30 PS. untergebracht, die zum Antrieb des ebenfalls fahrbaren zweistufigen Kompressors zur Erzeugung der Preßluft diente, sowie ein Raum für eine Werkstatt und ein anderer zur Lagerung von Materialien abgetrennt.

Die aus zweizölligen Mannesmannrohren bestehende Preßluftleitung

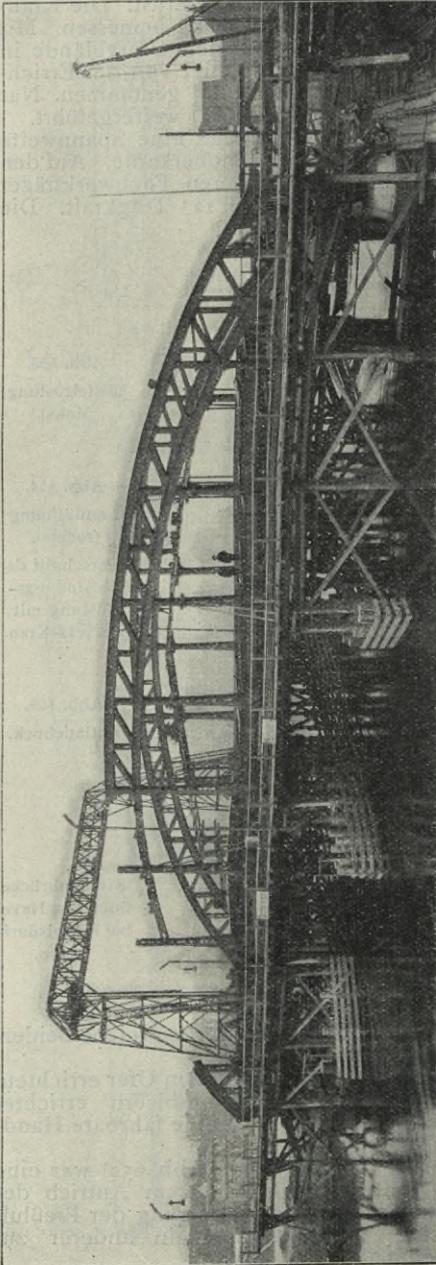


Abb. 656. Havelbrücke im Zuge der Döberitzer Heerstraße. Aufstellungsarbeiten für die Mittelöffnung.

ist parallel mit der nördlichen Laufschiene des Aufstellungskranes in der ganzen Länge der Brücke (etwa 160 m) auf dem Gerüst verlegt. Zum Anschluß der eisenumwickelten Gummischläuche für die Niethämmer, Feldschmieden und Bohrmaschinen sind in Abständen von etwa 15 m T-Stücke mit entsprechenden Kuppelungs- Mundstücken und Hahnverschlüssen in die Preßluftleitung eingebaut.

Die übrigen Baubuden und Holzschuppen dienten den Arbeitern zum Aufenthalt während der Arbeitspausen. Die in Geländehöhe verlegte Feldbahn-Anlage ist aus dem Lageplan ersichtlich, ferner die mit Hilfe von T-Trägern hergestellte Ablage zur Lagerung von Eisenteilen.

Die Anlieferung der Bausteine und der eigentliche Zusammenbau hat sich nun wie folgt vollzogen:

Die zum Gerüstbau erforderlichen Stücke wie Hölzer und Träger sowie die zur eigentlichen Brücke gehörigen Bauteile sind nach fertiger Bearbeitung und nochmaligem Mennigeanstrich mittels Kahn von der Werkstatt (S. 489) nach der Baustelle befördert. Die Rüstungsträger der Mittelöffnung sind gleich vom Schiff aus mittels des Mastbaumes unmittelbar auf das bereits fertiggestellte hölzerne Untergerüst verlegt; ebenso auch die zur Abdeckung der Rüstung erforderlichen Querhölzer und Bohlen. Nach Fertigstellung der Rüstung und des Aufstellungskranes wurde dann mit dem Zusammenbau der Mittelöffnung begonnen. Die Querträger- und Hängepfosten sind mit Hilfe des Entladebockes aus dem

Schiff gehoben und auf kleine Feldbahnwagen verladen, diese dann auf dem Gleis bis zur Brückenachse des Bauwerkes geschoben und nunmehr von dem großen Kran an ihre Verwendungsstelle gebracht. Alsdann sind die als Halbrahmen ausgebildeten Querträger und Hängepfosten zusammengebaut, gut verschraubt, verdornt und in sicherer Weise durch Einziehen einzelner Längsträger und durch Anbringen geeigneter hölzerner Steifen abgestützt. Durch Aufstellen der vier Auflagerpfosten mit den beiden End-Querträgern und durch den Einbau des Zugbandes in seiner genauen Höhenlage sind dann die endgültigen genauen Lagen der Halbrahmen festgelegt. Unterklotzung erfolgte mittels Hartholzkeilen und die Abstützung mittels kräftiger Kopfschrauben. Nachdem die gesamte Querkonstruktion in ihrer Höhenlage sowie durch Einziehen der in der Fahrbahn vorgeesehenen Windverstrebrungen vollständig ausgerichtet war, ist mit dem Aufbau der Bogengurtung begonnen (Abb. 656).

Nachdem die Bogen geschlossen und gleichfalls vollständig ausgerichtet waren, hat das Abnieten stattgefunden. In der Abbildung ist noch bei dem nördlichen, bereits geschlossenen Bogen die Anordnung der Nietrüstung zu sehen. Nach vollkommener Abnietung der Mittelöffnung sind dann die Belageisen aufgebracht und befestigt zugleich mit den fachwerkartigen Fußwegkonsolen.

Die Aufstellung der Seitenöffnungen 3 und 4 ist in der Weise ausgeführt, daß die als Koppelträger ausgebildeten vier Hauptträger der dritten Oeffnung zuerst auf dem vorhandenen Gerüst zusammengebaut und in ihrer Höhenlage entsprechend durch Kopfschrauben und Holz-Unterklotzungen abgestützt worden sind. Alsdann sind die mit einem Kragarm versehenen Hauptträger der vierten Oeffnung in gleicher Weise zusammengebaut und durch die Gelenke mit den Koppelträgern verbunden.

Die Brückenkonstruktion der ersten und zweiten Oeffnung ist, wie bereits erwähnt, mit Rücksicht auf ihre geringe Höhenlage ohne Rüstung zusammengebaut. Die einzelnen Hauptträger sind hier in Uferhöhe fertig verschraubt, verdornt und alsdann mittels des Aufstellungskranes an die Verwendungsstelle befördert und durch Hölzer unterstützt und abgesteift.

Durch vorteilhafte Ausnutzung der beiden elektrischen Winden des Aufstellungskranes war es möglich, gleichzeitig auf beiden Seiten der Brücke zu arbeiten.

Vor dem Abnieten sind einzelne Löcher, soweit beim Zusammenbau kleine gegenseitige Verschiebungen der Eisenteile vorgekommen waren, nochmals mit Hilfe von Preßluft-Bohrmaschinen nachgerieben. Die Ausführung sämtlicher Nietarbeit und der Betrieb der Nietfeuer erfolgte mittels Preßluft. Bei den zusammengesetzten Querschnitten, wo die zu verbindenden Eisenstärken 120 mm überschritten, sind an Stelle der Niete konische Stahlbolzen verwendet. Der Anlauf beträgt 1:100. Das Einpassen der Bolzen ist mittels entsprechender, gleichfalls durch Preßluft betriebener Reibahlen ausgeführt; die Bolzen sind mit vorzüglicher Genauigkeit zum Einpassen gebracht.

Der Zusammenbau und die völlige Fertigstellung des 1600 t schweren Eisenbaues wurde in sechs Monaten durchgeführt.

c. Aufstellung durch freies Vorkragen.

Für die Lösung größerer Aufgaben, bei reißenden Strömen, tiefen Schluchten, überhaupt da, wo feste Rüstungen ausgeschlossen sind, ist der Vorbau von den Stützpunkten aus durch Auskragen, das amerikanische „cantilever“-System, sowohl für Balken- wie auch für Bogenbrücken sehr am Platze.

Die von dem deutschen Ingenieur Karl C. Schneider erbaute Niagarabücke ist eine der ältesten Ausführungen dieser Art. In den Seitenöffnungen waren feste Rüstungen errichtet, auf denen mit Hilfe des Laufgerüsts die Eisenkonstruktion vollendet wurde. Dann sind mittels des weit vorladenden, auf dem wagrechten Obergurt laufenden Krangerüsts die einzelnen Fach-

werkstäbe der Mittelöffnung von beiden Seiten Stück für Stück eingebaut und durch Bolzengelenke angeschlossen.

Gleicharmige Drehbrücken durch Vorkragern vom Drehpfeiler aus in offener Stellung sind ähnlich zusammenzubauen. Es scheint, daß diese Aufstellungsart auch der Grund für die Vorliebe der Amerikaner für gleicharmige Drehbrücken ist, obwohl die Bewegungsarbeit für ungleicharmige geringer ist. Hieran knüpft sich das Verfahren des Auskragens vom Mittelpfeiler aus nach beiden Seiten gleichzeitig, wie es zuerst bei der Bogenbrücke in St. Louis zur Ausführung gekommen ist, wo die ausgekrachten Bogenstücke über hohe Holztürme hinweg miteinander durch Kabel verankert waren. Auch die Erbauung des bisher gewaltigsten Eisenbauwerkes, der Firth of Forthbrücke in Schottland, ist nach diesen Grundregeln ausgeführt. Bei allen diesen Bauten bereitete die Einbringung des Schlußstückes in der Mitte große Schwierigkeiten, da es ja infolge der Formänderung der beiden vorgekrachten Seiten zu lang sein mußte.

Das Verfahren, nach Art der Auslegerbrücken große Bogenbrücken vom Lande aus vorzubauen, hat besonders dem europäischen Brückenbau seine weitere Ausbildung zu verdanken. Die Eisenbahnbrücke über den Douro bei Oporto von Seyrig ist 1876/77 die erste in dieser Art ausgeführte. Dann folgte der von Eiffel erbaute Viadukt von Garabit mit

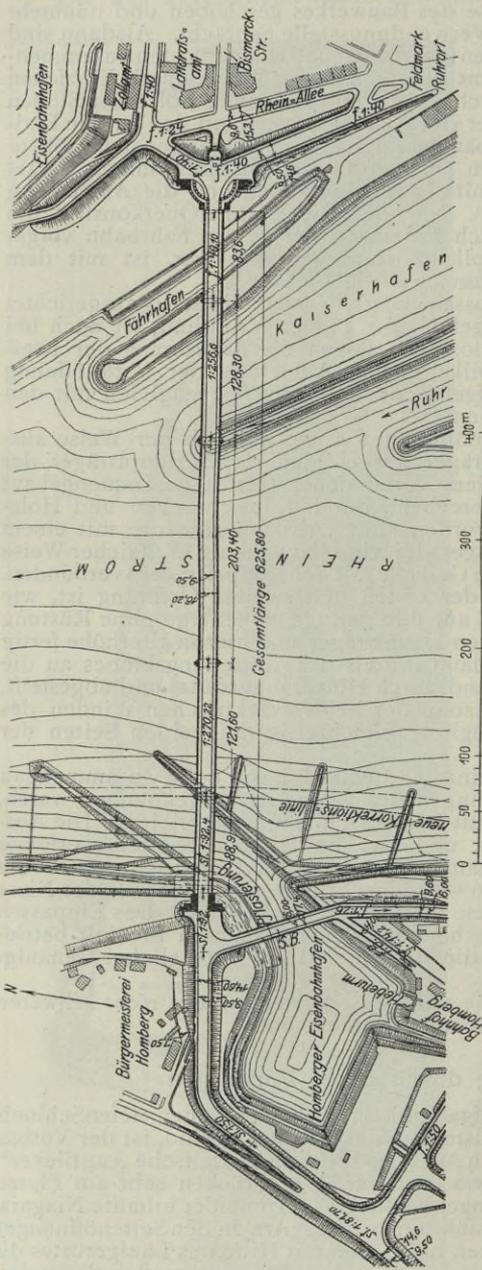


Abb. 657. Lageplan der Rheinbrücke Ruhrort-Homburg. (D. B. Z. 1907, S. 630.)

165 m Spannweite und 51 m Pfeilhöhe, nach dessen

Vorbild die auf Tafel XII

dargestellte und S. 522 besprochene Aufstellung der Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten durch den genialen deutschen Brückenbauer Rieppel erfolgte. Der von ihm geleiteten Nürnberg-Augsburger Maschinenfabrik sind auch die beiden nachstehend ausführlicher dargestellten „Freimontagen“ zu danken.

a. Die Ruhrort-Homberger Straßenbrücke über den Rhein.¹⁾

Es lag die Forderung vor, die den Kaiserhafen überbrückende

Oeffnung (s. Abb. 657) von Einbauten frei zu lassen und in der Stromöffnung eine Durchfahrt von 100 m oder eine Doppel-Durchfahrt von je 50 m zu erhalten.

Dementsprechend konnten am linken Ufer nur die Außenöffnungen unter Freihaltung einer 17 m weiten Einfahrt in den Homberger Hafen und die Kragträgeröffnung bis zum linken Strompfeiler

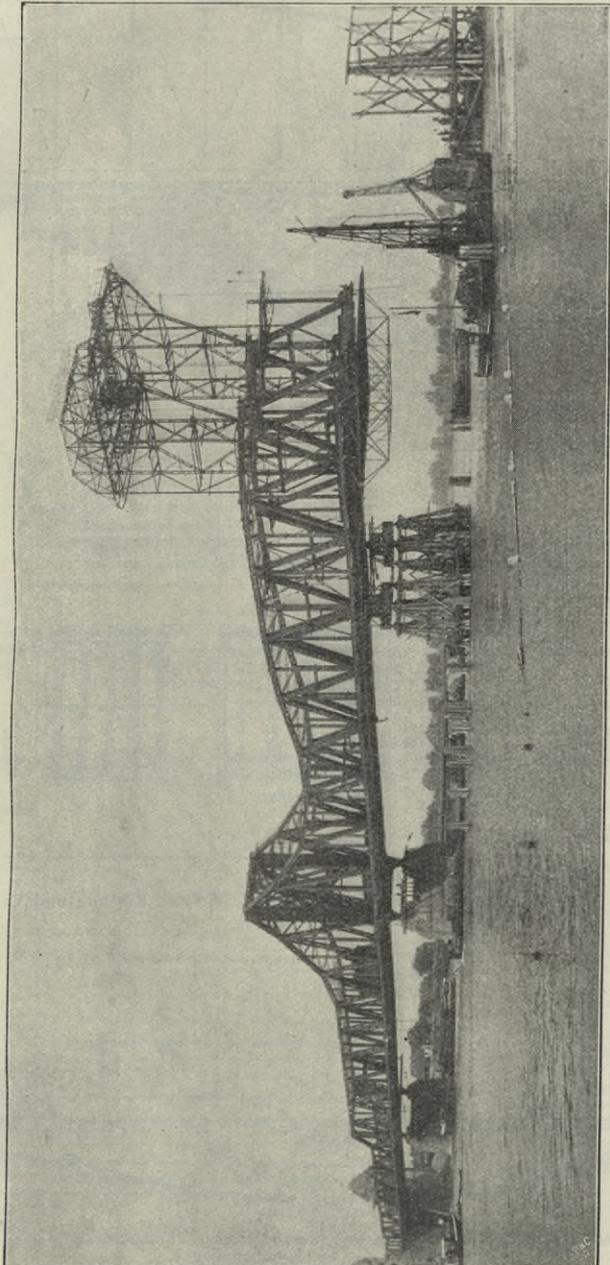


Abb. 658. Montage der Mittelöffnung der Rheinbrücke Ruhrort-Homberg. D. B. Z. 1907, S. 657.

¹⁾ Vergl. D. B. Z. 1907, S. 629 u. ff.

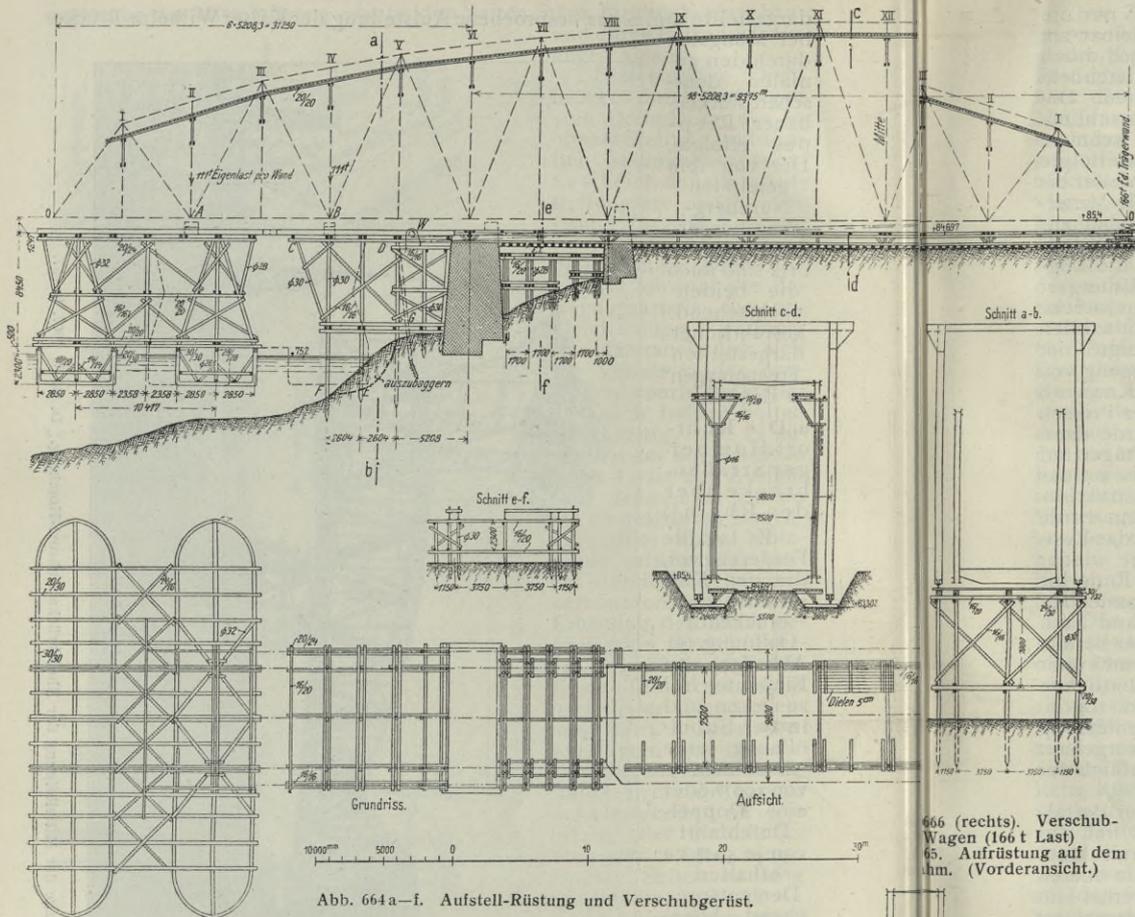


Abb. 664 a-f. Aufstell-Rüstung und Vershubgerüst.

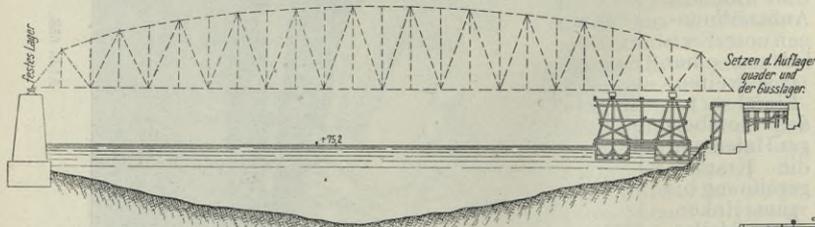
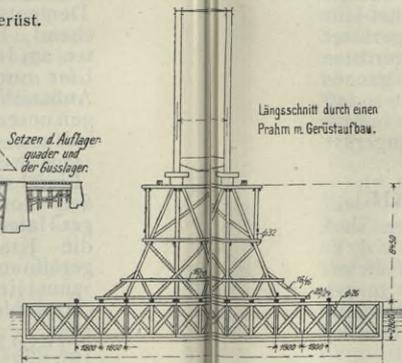


Abb. 668. Abheben des rechten Brückenendes vom Vorschubwagen und Absetzen auf die beweglichen Lager.



666 (rechts). Verschubwagen (166 t Last)
65. Aufrüstung auf dem dhm. (Vorderansicht.)

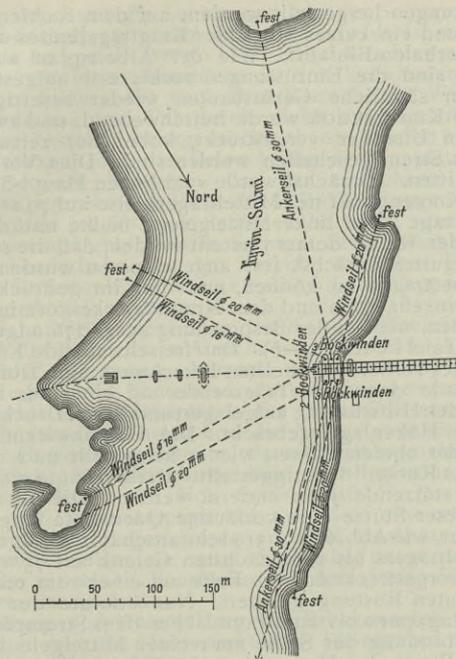


Abb. 667. Verankerung der Brücke und der Prahme während der Verschiebung.

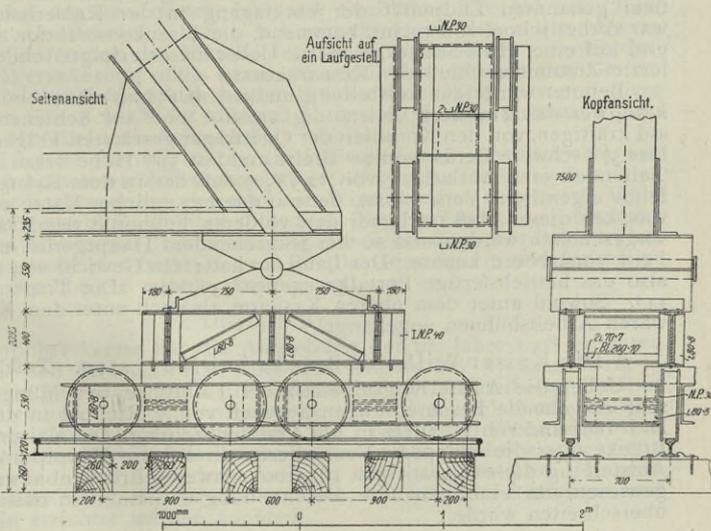


Abb. 664-668.
Aufstellung des eisernen Ueberbaues der Brücke über den Kyrönalsalmi-Sund bei Nyslott in Finnland.

Alle Abbildungen aus D. B. Z. 1910, S. 159 ff.

Zu d. Aufstellung des Tragwerkes abseits der Baustelle mit nachfolgendem Einbau im Ganzen.
Text siehe Seite 525 u. ff.

mit festen Rüstungen hergestellt werden, auf dem rechten Ufer nur die Außenöffnung und ein kurzes Stück des Kragträgerendes unmittelbar am Ufer der Kaiserhafen-Einfahrt. Wie der Arbeitsplan auf S 509 durch Abb. 648 zeigt, sind die Einrüstungen rechts erst aufgestellt, nachdem am linken Ufer sämtliche Gerüstbauten wieder beseitigt waren. Die gesamte übrige Konstruktion wurde freischwebend, und zwar ausschließlich vom linken Ufer her, vorgestreckt, wobei nur zeitweilig schmale Stützbauten im Strom geschaffen worden sind. Dies Vorbauen erfolgte in vier Abschnitten. Zunächst wurde vom linken Haupt-Strompfeiler bis zum sechsten Knotenpunkt des Mittelträgers, also auf 79,2^m in die Mittelöffnung, vorgekragt. Das linke Mittelgelenk mußte natürlich dabei zur Uebertragung der Kräfte derart versteift werden, daß die späteren Blindstäbe des Obergurtes zunächst fest angeschlossen wurden, um die Zugspannungen übertragen zu können, und daß im gedrückten Untergurt zwischen dem eingehängten und dem Kragträger keilförmige Druckstücke eingesetzt wurden, wie bei der Besprechung auf S. 276 angegeben worden ist (vergl. auch Tafel IV Abb. 4—6). Das freischwebende Ende zeigte hier entsprechend der vorher angestellten Berechnung eine Durchbiegung von 310^{mm}. Es wurde dann das Trägerende auf einer bis zum Knoten 8 (Mitte) reichenden Hilfsrüstung aufgelagert und durch Druckwasser-Pressen in die richtige Höhenlage gebracht. Die Gelenkwirkung wurde dann durch Lösen der oberen Bolzen wieder hergestellt und der Träger auf der Rüstung bis Knoten 8 fertiggestellt. Diese konnte dann bis auf das diesen Knoten stützende Joch entfernt werden. Die Eisenkonstruktion erhielt über dieser Stütze eine vorläufige Querversteifung. Dann wurde weiter vorgebaut, wie Abb. 658, S. 519 sehr anschaulich zeigt, und das Reststück des Mittelträgers bis zum nächsten Gelenk auf 75^m Länge wieder freischwebend vorgestreckt und am Ende auf einer vom rechten Ende bis hinten vorgebauten Rüstung gelagert. Nun erfolgte der Zusammenbau des inneren Kragarmes bis zum Portal über dem Strompfeiler und nach vorläufiger Verbindung der Stäbe am rechten Mittelgelenk in der bereits beschriebenen Weise das Vorstrecken des äußeren Kragträgerarmes über den Kaiserhafen auf 96,5^m Länge, während gleichzeitig die sämtlichen Rüstungen und Stützungen in der Mittelöffnung entfernt wurden. Bis zu dem genannten Endpunkt der Vorkragung in der Kaiserhafenöffnung war vorher schon, von rechts kommend, die Eisenkonstruktion vorgebaut und auf einer Hilfs-Stütze gelagert. Ueber dieser erfolgte schließlich der letzte Zusammenschluß der Konstruktion.

Benutzt wurde zur Aufstellung ein in Abb. 658 zu erkennender Portal- kran, der das Tragwerk vollständig umfaßte und auf Schienen lief, die auf kräftigen, von den Konsolen der Querträger gestützten Trägern ruhten. Das 57^t schwere Gerüst von 9^m Breite und fast 33^m Höhe besaß im oberen Teil noch eine Ausladung von 12,5^m, sodaß der in dem Krangerüst laufende eigentliche Versetzkran, der mit querbeweglicher Katze ausgerüstet war, um dieses Maß noch vor den vorderen Fußpunkt des Krangerüstes vorgeschoben werden und so bei feststehendem Hauptgerüst ein ganzes Feld vorstrecken konnte. Der Laufkran hatte ein Gewicht von 16^t, sodaß also das betriebsfertige Portalkrangerüst 73^t wog. Die Tragkraft betrug 14^t. Sowohl unter dem oberen Kragarm als auch unter dem Krangerüst waren Arbeitsbühnen angehängt.

β. Die Kaiser Wilhelm-Brücke bei Müngsten. Tafel XII.

Ueber die Aufstellungsarbeiten der Talbrücke bei Müngsten sind sehr eingehende Beschreibungen gegeben von A. Rieppel in der Z. d. V. D. I. 1897 und von W. Dietz in der Veröffentlichung: Die Kaiser Wilhelm-Brücke über die Wupper. Nach diesen sei auf die Hauptpunkte in der Aufstellung dieses gewaltigen rd. 5100^t schweren Brückenbauwerkes hingewiesen, da eine genauere Beschreibung den Rahmen dieses Werkes überschreiten würde.

Die Zufuhr der Baustoffe konnte nur von der Solinger Seite aus erfolgen. Es war deshalb auf dieser Seite am Endwiderlager ein rd. 7500 qm großer Werkplatz hergestellt (vergl. Tafel XII). Von hier aus brachte eine Förderbahn die einzelnen Baustücke zu den Verwendungsstellen auch über die Wupper hinweg bis nach dem Remscheider Widerlager. Das Nutzwasser wurde aus dem Tal durch elektrisch angetriebene Pumpen nach den Gebrauchsstellen hochgedrückt, ebenso wurden alle Baumaschinen, die Förderbahn und die Beleuchtung des Bauplatzes durch ein elektrisches Kraftwerk betrieben, das der einfacheren Kohlenzufuhr wegen auf der Solinger Seite in Höhe der Bahnkrone angeordnet war. Ein Hochbehälter wurde rd. 8 m über Schienenoberkante, also rd. 115 m über dem Wupperwasserspiegel, auf der Solinger Seite errichtet. Die Hilfsbrücke für die Förderbahn und den Verkehr von einer Talseite zur anderen lag mit Schienenoberkante 31 m über dem Wupperwasserspiegel. Sie hatte fast in derselben Aufstellung einige Jahre früher als Gerüst für die Hochbrücke bei Grünenthal über den Kaiser Wilhelm-Kanal gedient. Die Tafel zeigt die Baustelle in Ansicht und Grundriß. Aus ihr sind alle Einrichtungen klar zu ersehen. Bemerkenswert sei nur noch, daß eine zweigleisige Bremsbahn wohl bedeutend vorteilhafter gewesen wäre, allein wegen der verschiedenen Höhenlagen der Baustellen wäre ein Ausgleich der auf- und abgehenden Lasten und die Anlage zweckmäßiger Abzweigungen unmöglich gewesen. Die mittlere Betriebsgeschwindigkeit der Bahn war 1,1 m/Sek. Die Verschiedenheit der Entfernung des Gleises von der Brückenachse ergab sich daraus, daß die Baugruben für die Widerlager an den Bogenkämpfern bei 20 m Tiefe eine erhebliche Breite besaßen, da die unteren Bogenkämpfer einen Mittelabstand von rd. 25,7 m hatten. Andererseits sollte sie möglichst nahe unter der Bogenmitte liegen, damit die einzelnen Baustücke bei dem freien Vorbau bequem hochgezogen werden konnten.

Die Abmessung und Aussteckung der Brückenachse wurde auf verschiedenen Wegen mehrere Male ausgeführt. Sie ergaben auf 420 m Länge eine Abweichung von nur 18 mm.

Für die Aufstellung des Tragwerkes wurde von vornherein festgelegt, daß Gerüstpfiler und -Brücken von festen Gerüsten aus aufgebaut, die Mittelöffnung dagegen mittels fahrbarer Drehkrane, die auf den Obergurten der Gerüstbrücke liefen, frei vorgekragt werden sollte. Da zu diesem freien Vorbau des Mittelfeldes die Außenfelder für die erforderliche Rückverankerung nötig waren, so ergab sich, daß mit den Gerüstpfilern und -brücken an den beiden Brückenden begonnen und diese von beiden Seiten nach der Mitte zu hergestellt werden mußten, worauf dann das Mittelfeld als letzte Arbeit verblieb.

Die Hauptarbeiten fielen in die Wintermonate. Das Bauwerk war mit den im belasteten Zustande je rd. 42 t wiegenden Drehkranen an den Spitzen der Vorkragungen den stärksten Windangriffen ausgesetzt. Während der Bogenschluß-Arbeiten tobten fast Tag für Tag Stürme, begleitet von starken Gewittern. Trotzdem ging die Schließung des Bogens glatt von statten, wohl der beste Beweis für die Genauigkeit und Uebereinstimmung der Theorie mit der Ausführung.

7. Dnjepr-Brücke.

In ähnlicher Weise hat die Aufstellung der im Jahre 1908 erbauten Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Dnjepr bei Alexandrowsk in Rußland stattgefunden, für welche Verfasser den Aufstellungs-Entwurf ausgearbeitet und dazu das vorgenannte Vorbild gewählt hatte, wonach die Montage des eisernen Ueberbaues von 190 m lichter Weite ohne Aenderung stattgefunden hat. Die Brücke hat das in Abb. 659 f. S. einpunktete Tragwerk, die Höhe über dem Auflager beträgt 30 m. Die Ufer und Flußsohle sind felsig, die Strömung derart, daß keinerlei Rüstungen und dergl. darin errichtet werden konnten.

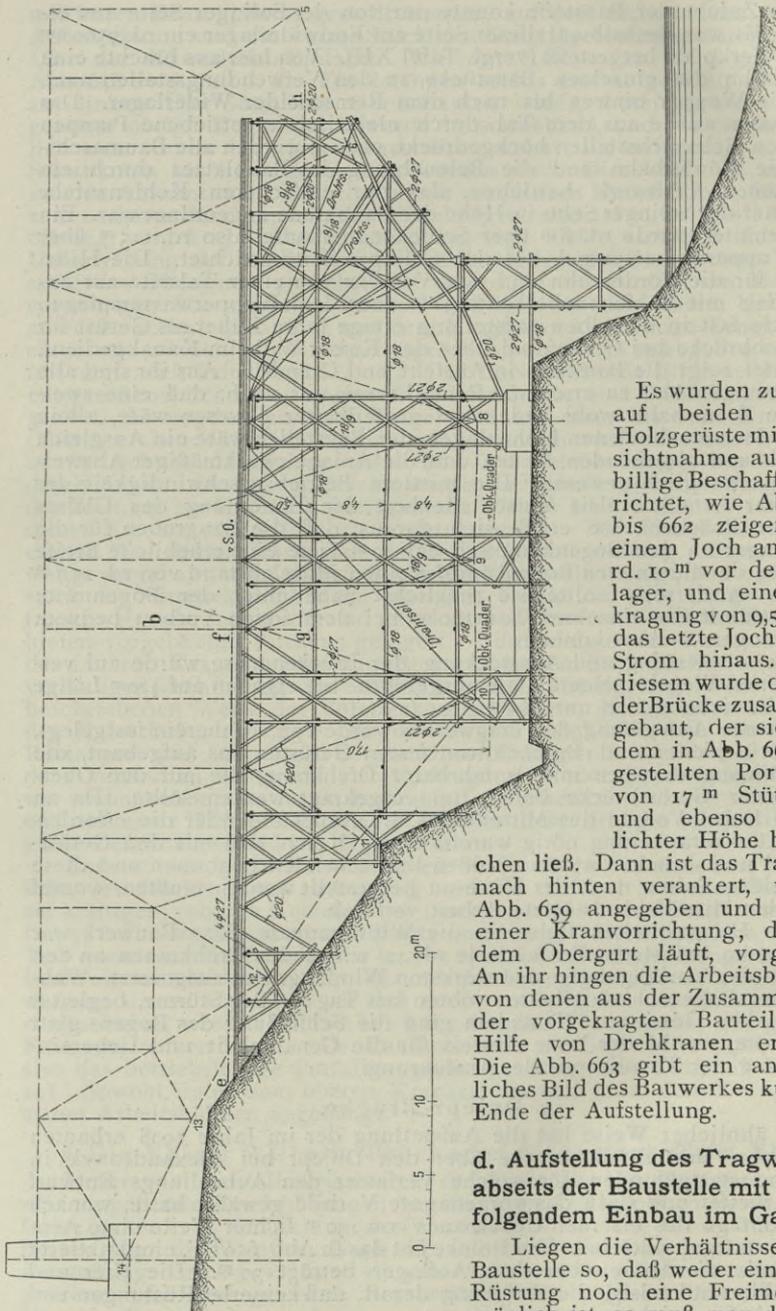


Abb. 659. Montage der Brücke über den Dnjepr bei Alexandrowsk.

Es wurden zunächst auf beiden Seiten Holzgerüste mit Rücksichtnahme auf deren billige Beschaffung errichtet, wie Abb. 659 bis 662 zeigen, mit einem Joch am Ufer, rd. 10 m vor dem Auflager, und einer Auskragung von 9,5 m über das letzte Joch in den Strom hinaus. Auf diesem wurde der Teil der Brücke zusammengebaut, der sich mit dem in Abb. 662 dargestellten Portalkran von 17 m Stützweite und ebenso großer lichter Höhe bestre-

ichen ließ. Dann ist das Tragwerk nach hinten verankert, wie in Abb. 659 angegeben und mittels einer Kranvorrichtung, die auf dem Obergurt läuft, vorgebaut. An ihr hingen die Arbeitsbühnen, von denen aus der Zusammenbau der vorgekrant Bauteile mit Hilfe von Drehkränen erfolgte. Die Abb. 663 gibt ein anschauliches Bild des Bauwerkes kurz vor Ende der Aufstellung.

d. Aufstellung des Tragwerkes abseits der Baustelle mit nachfolgendem Einbau im Ganzen.

Liegen die Verhältnisse einer Baustelle so, daß weder eine feste Rüstung noch eine Freimontage möglich ist, so muß man den Zu-

sammenbau abseits von der Baustelle bewirken. Diese Verhältnisse können auch eintreten, wenn der Ueberbau gleichzeitig mit dem Unterbau der Zeitersparnis halber ausgeführt wird oder wenn der Betrieb einer Eisenbahnstrecke nur sehr kurze Zeit unterbrochen werden darf.

a. Brücke über den Kyrönsalmi-Sund in Finnland.¹⁾

Abbildungen dazu S. 520 und 521.

Ein Beispiel für eine Brückenaufstellung auf dem Lande mit nachfolgender Längverschiebung bietet die 125 m weitgespannte Eisenbahnbrücke über den Kyrönsalmi-Sund bei Nyslott in Finnland, ausgeführt im Jahre 1907 von der „Vereinigten Masch.-Fabr. Augsburg-Nürnberg Akt.-Ges., Zweiganstalt Gustavsburg“. Um an Länge der Verschiebbahn zu sparen, sind drei Viertel der Brückenlänge landeinwärts und auf einer festen Rüstung in gewöhnlicher Weise aufgestellt (Abb. 664). Das letzte Viertel dagegen ist frei vorgebaut. Lediglich für den Portalkran ist ein kleines, festes Gerüst nahe dem Widerlager errichtet, während im übrigen eine Schiffsrüstung zu Hilfe genommen ist. Ausdrücklich sei aber darauf hingewiesen, daß die feste Rüstung im Strom und die Schiffsrüstung (Abb. 664 u. 665) lediglich den Laufkran und die Plattform für die Nietung aufnehmen, nicht aber auch zur Stützung des Tragwerkes dienen sollten. Letzteres trägt sich auf ein Viertel vollständig frei. Die feste Rüstung diente gleichzeitig zum Ausladen der in Prahmen ankommenden Bauteile. Nachdem die Pfeiler bis zu der in Abb. 664 dargestellten Höhenlage hergestellt waren, erfolgte diese Aufstellung gleich in der richtigen Höhenlage, sodaß, abgesehen

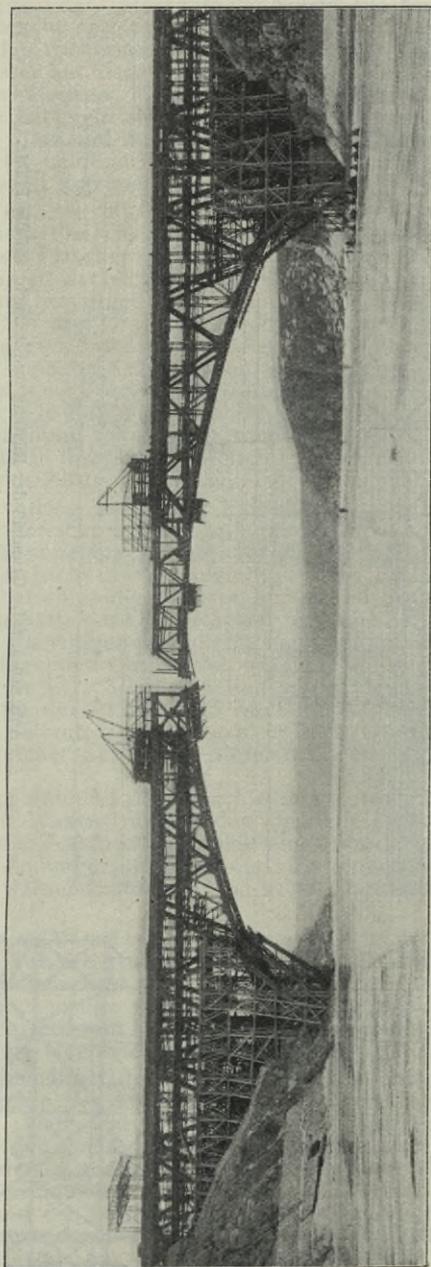


Abb. 663. Eisenbahn- und Straßenbrücke über den Dnjepr bei Alexandrowsk. (Montage mit freier Vorkragung.)

¹⁾ D. B. Z. 1908, S. 159 ff.

Last durch die Prahme erfolgte dann derart, daß man letztere beim Einfahren mit Wasserlast bis auf 50^{cm} Bordhöhe absenkte. Dann wurden zwischen der Prahmeintrüstung und der Unterkante der Brücke bei *A* und *B* Eichenholz-Unterlagen eingebracht und durch Keile an die Brücke angetrieben. Nunmehr erfolgte das Anheben durch Auspumpen der Prahme, bis die Brücke über dem Wasser auf dem Prahmgerüst und am Lande nur noch auf den beiden Verschubwagen lagerte. Den Bau dieser Wagen zeigt die Abb. 666 S. 521. Sie haben je 166^t zu tragen, laufen mit acht Rädern auf Gleisen von 70^{cm} Spur und stützen mit dem Kipplager das Ende des Trägers. Die anderen beiden Stützpunkte auf den Prahmen haben je 111^t für die Trägerwand aufzunehmen.

Die Verschiebung selbst erfolgte mittels Kabelwinden, welche auf dem Landgerüst vor den rechten Pfeilern aufgestellt und genügend verankert waren (Abb. 667), und zwei Flaschenzügen von je 10^t Tragkraft vom Land aus. Um Verschiebungen in der Achse der Brücke zu vermeiden, wurden, wie aus der Abbildung hervorgeht, die Prahme sowohl stromaufwärts wie stromabwärts mit je drei Drahtseilen von 16 bis 30^{mm} Dicke und 250 bis 350^m Länge teils gegen das Land, teils gegen die Mitte des Stromes verankert. Sie liefen zu acht Kabelwinden, von welchen zwei auf dem vordersten Querträger der Brücke, die anderen sechs auf den Prahmen befestigt waren. An jede der Winden wurden sechs Leute gestellt, die während der Verschiebung teils durch Anspannen, teils durch Nachlassen der Seile die Brücke in ihrer Achse hielten. Die eigentlichen Verschubwinden standen auf der Rüstung am Lande bei *W* in Abb. 664.

Die Verschiebung selber vollzog sich ohne Zwischenfall, trotzdem starker Wind und große Kälte herrschten. Es wurde mit einer Verschubgeschwindigkeit von 14^{cm}/Min. angefangen, die aber auf 40^{cm}/Min. gesteigert und mit 32^{cm}/Min. Durchschnitts-Geschwindigkeit zu Ende geführt wurde. Die gesamte Ueberschiebung dauerte nur sieben Stunden. Während der Verschubarbeiten hatte der Oberrichtmeister seine Stellung auf einem über dem vordersten Querträger errichteten, nach beiden Seiten der Tragwände um 3^m hervorragenden Gerüst, von welchem er alle Winden beobachten konnte. Der die Verschiebung leitende Ingenieur nahm seinen Standpunkt in der Mitte der Brücke und hielt an aufgestellten Visierstangen die Mitte ein. Durch Zeichen gab er dem Oberrichtmeister Anordnungen, nach welcher Seite hin dieser mit den Winden zu ziehen hatte.

Die Verankerung der Brücke während der Verschiebung wurden unter Berücksichtigung des geringen Wasserdruckes, den der mit 0,5^m/Sek. fließende Strom auf den Kopf der Prahme ausübt, und eines Winddruckes von 50^{kg}/qm auf Brücke und Prahmgerüst berechnet. Es entfallen davon etwa 4,5^t auf jedes Seil, während ein Tau von 21^{mm} Durchmesser 17 bis 20^t tragen kann.

Die erforderliche Kraft beim Verschieben wurde zu rd. 13,55^t ermittelt. Davon entfallen 13,4^t auf die Achsreibung bei 21^t Raddruck, 0,134^t auf den Widerstand zwischen Rad und Schiene. Zur Verfügung standen zwei dreiseibige Flaschenzüge von je 10^t. Zur Ueberwindung der beim Anfahren auftretenden größeren Widerstände kamen außerdem noch zwei Fußwinden von je 10^t Höchstleistung in Anwendung.

Nach Beendigung der Ueberschiebung wurde die Brücke auf dem linken Pfeiler auf die Lagerstühle des festen Auflagers abgesetzt, die fertig vergossen bereit standen. Dann wurden die Prahme auf das rechte Ufer zurückgebracht und unter den zweiten und dritten Knotenpunkt des Untergurtes am rechten Trägerende gesetzt (Abb. 668). Mit ihrer Hilfe wurde die Brücke von den Verschubwagen abgehoben, sodaß nun das Versetzen der Auflagersteine und des beweglichen Auflagers am rechten Ufer ungehindert erfolgen konnte und schließlich das Absetzen der Brücke auch auf diese Lager.

e. Die Auswechslung alter eiserner Ueberbauten unter Aufrechterhaltung des Betriebes.

Diese Arbeiten werden zweckmäßig im Anschluß an die Montage besprochen, da es sich schließlich bei ihnen um ähnliche Vorgänge nur unter erschwerenden Bedingungen handelt. Solche Auswechslungen erfolgen anstelle der im letzten Abschnitt behandelten Verstärkungen in neuerer Zeit sehr häufig. Diese Bauweise läßt sich nur an Beispielen erläutern.

α. Auswechslung der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg.¹⁾ Tafel XIII.

Eine der bedeutendsten Ausführungen dieser Art ist die Auswechslung der 1871 erbauten Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg im Zuge der Strecke Berlin-Magdeburg.

(Ausführung der Maschin.-Fabrik Augsburg-Nürnberg, Werk Gustavsburg.)

Aus dem Ueberblicksplan (Abb. 1, Tafel XIII) ist die allgemeine Anordnung des alten Bauwerkes ersichtlich. Die Ueberbauten waren zweigleisig, und ihre Hauptträger besaßen einen Mittenabstand von 8,24 m. Die neuen Ueberbauten haben von Mitte zu Mitte Hauptträger 8,7 m. Da ihr Gewicht ebenfalls bedeutend größer ist, als das der alten Ueberbauten, so mußten auch die Auflagersteine durch neue ersetzt werden, während der alte Unterbau der Brücke unverändert beibehalten ist.

Der Arbeitsplan schrieb vor, daß die fünf Flut-

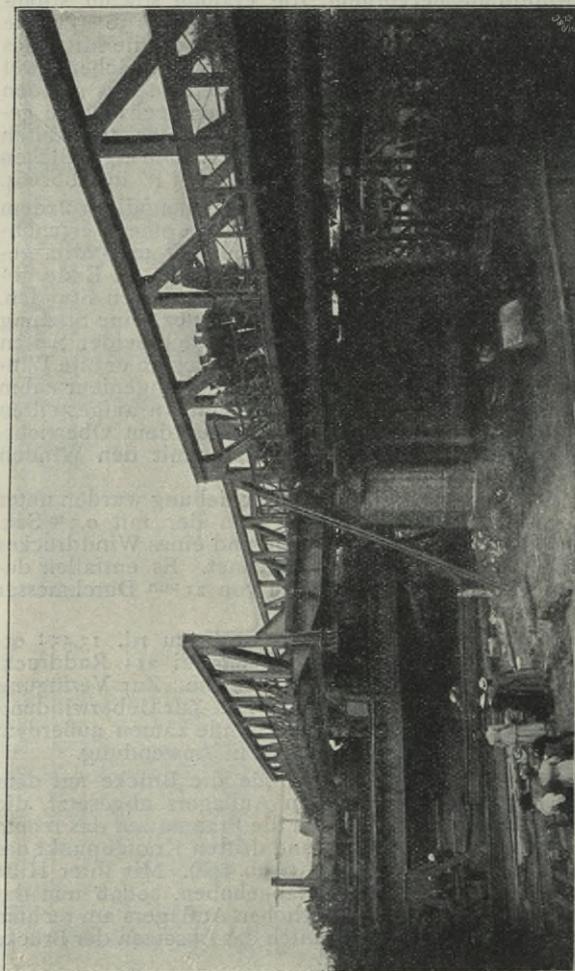


Abb. 669. Verschiebung der Ueberbauten der Elbe-Brücke bei Magdeburg.

¹⁾ D. E. Z. 1908, S. 530 u. ff.

öffnungen 1—5 und die Stromöffnungen 6—8 (s. Abb. 1 Tafel XIII) von dem Werkplatze *B* aus ersetzt werden sollten. Dieser Werkplatz war mit einer Empfangs- und Verladestation *A* ausgestattet, deren Ladegleise mittels Weiche an die Gleise der Berlin-Magdeburger Linie angeschlossen waren. Die Auswechslung der übrigen Öffnungen sollte von einem Werkplatz *C* am linken Elbe-Ufer erfolgen, der in der Nähe der städtischen Hafengleise lag.

Der allgemeine Vorgang bei der Auswechslung erfolgte derart, daß die neuen

Ueberbauten auf Rüstungen oberhalb der Brücke in Höhe der Brückenaufleger fertig zusammengebaut und in die Lage der alten Ueberbauten eingeschoben wurden, nachdem diese auf entsprechende Rüstungen unterhalb der Brücke seitlich verschoben waren, auf welchen sie dann auch auseinandergenommen wurden. In jeder Brückenöffnung wurden diese beiden Gerüste durch eine zweigleisige etwa 40 m lange gerade Verschiebbahn so miteinander verbunden, daß sowohl der fertige neue wie der zu beseiti-

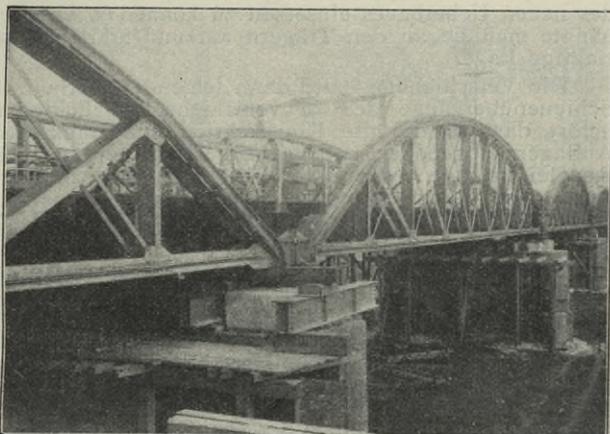


Abb. 670. Auswechslung eines festen Auflagers.

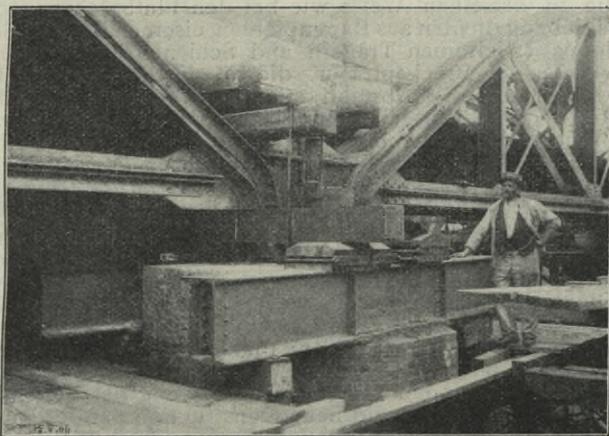


Abb. 671. Auswechslung eines beweglichen Auflagers. Elbe-Brücke bei Magdeburg. Aus D. B. Z. 1908, S. 531.

gende alte Ueberbau auf je vier Verschiebwagen abgesetzt werden konnten, die sich auf dieser aus Böcken und einfachen Eisenbalken erbauten Bahn bewegten. Abb. 669 zeigt diese während der Verschiebung. Die vier räderigen starken Verschiebwagen wurden durch Zug- und Druckglieder so miteinander verbunden, daß sie genau gleichzeitig dieselben Bewegungen ausführten, die durch eine an einem Kopfende der Bahn stehende elektrische Winde mittels Zugseil dem vordersten Wagen erteilt war (s. Abb. 4

Tafel XIII). So erfolgte in möglichst geringer Zeit die Auswechslung des alten und die Einschlebung des neuen Ueberbaues gleichzeitig.

Die alten Auflagersteine der Pfeiler wurden in der Weise ersetzt, daß man die alten Träger mit Holzbalken und eisernen Trägern abhing, die alten Auflager entfernte und die neuen Steine einsetzte. Daneben stellte man dann die neuen Lager bereit, um sie sofort nach Einschlebung des neuen Ueberbaues einsetzen zu können (s. Abb. 670 und 671). Später hängte man sie an den Trägern auf und führte sie sogleich mit in die richtige Lage.

Die Verschiebung hatte dann folgenden Verlauf. Zunächst sind die Schienenübergänge des zu verschiebenden Feldes über den Pfeilern gelöst, dann ist die alte Konstruktion mit Druckwasserpressen von den Auflagern abgehoben und auf die Verschiebewagen gesetzt. Nun konnte das gleichzeitige Aus- und Einfahren der alten bezw. neuen Brücke erfolgen, letztere wurde auf die neuen Lager abgelassen, man stellte die Schienenübergänge wieder her und sofort wurde durch Maschinen eine Probelastung vorgenommen, der dann gleich der planmäßige Betrieb folgte.

Schwieriger gestaltete sich die Auswechslung in den Stromöffnungen. Die Montage des neuen Ueberbaues 6—8 war darnach auf einer in Eisen erbauten Rüstbrücke von 25,6 m Stützweite vorgesehen, die aus zwei in Abstand von 10,95 m liegenden Fachwerkträgern mit den entsprechenden Querversteifungen und Verbänden gebildet und mit Montagekran, Transportgleis usw. ausgestattet war (s. Abb. 1 und 2, Tafel XIII). Für die Wahl der großen freien Stützweite für die Rüstbrücke waren hier weniger die Rücksichten auf die Forderungen der Schifffahrt maßgebend, als die schwierigen Bodenverhältnisse, die zu möglicher Einschränkung der Stützpunkte drängten. Es fand sich nämlich im Strombett in geringer Tiefe Felsboden, in welchem für die Rüstpfähle erst Löcher gebohrt werden mußten. Für die in derselben Weise wie bei den Flutbrücken vorzunehmende Verschiebung dienten aus Rammpfählen, eisernen Böcken, darüber gestreckten doppelten eisernen Trägern und Schienen bestehende Verschiebbahnen, welche die Brückenträger, die wieder auf je vier Laufwagen gesetzt wurden in 40,4 m Abstand stützten (s. Abb. 4). Für die Stromöffnung 8 sollte die Rüstbrücke für die Aufstellung auch zum Abbau der alten Brücken dienen (Abb. 3), es war daher für die Rüstbrücke eine zweite tiefer liegende Verschiebbahn vorgesehen (s. Abb. 5). Bei den Öffnungen 6 und 7 erfolgte der Abbau der alten Hauptträger auf einfachen hölzernen Rüstungen, sodaß diese zweite Verschiebbahn in Wegfall kam.

Die Aufstellung der Ueberbauten 9 und 10 gestaltete sich verschieden von der anderen, da die Rüstbrücken hier so hoch gestellt werden mußten, daß für die Schifffahrt noch eine lichte Höhe von 2,6 m frei blieb. Die eisernen Rüstbrücken von 40,2 m Stützweite erhielten deshalb einen Hauptträgerabstand von 13,9 m und umfaßten so den neuen Ueberbau. Sie wurden auf ihren wieder auf Pfählen und eisernen Böcken bestehenden Unterbau mittels einer auf Prahmen ruhenden schwimmenden Rüstung aufgestellt, was ohne wesentliche Störung der Schifffahrt bewirkt wurde. Abb. 6 u. 6a zeigen die neue Konstruktion auf der Rüstbrücke fertig aufgestellt, die alte Konstruktion noch in ihrer Lage. Die Verschiebbahnen in 49,5 m Entfernung sind bereits aufgestellt. Abb. 8 zeigt die Neubauten auf die Verschiebbahn abgesetzt und eine Prahmrüstung untergeschoben, mit der die Rüstbrücke gesenkt und zur Weiterverwendung fortgeschafft werden kann. In Abb. 7 ist die Rüstbrücke entfernt, beide Ueberbauten ruhen auf der Verschiebbahn in der ursprünglichen Lage, worauf sie dann seitlich in der bereits beschriebenen Weise verschoben wurden. Die neue Brücke wurde dann in ihre Lage hinabgelassen, und die alte mit dem Schiffsgerüst auf die Abbruchrüstung gefahren (Abb. 9a und b).

Als Belastungen hatten die Rüstungen der Stromöffnungen rd. 515 t Eisenkonstruktionen zu tragen, außerdem wurde noch eine Belastung von

100 kg/qm für Werkzeuge, Menschen und Material in Rechnung gestellt und ein Winddruck von 150 kg/qm berücksichtigt.

Für die eigentliche Verschiebung der Ueberbauten wurden bei den Flutbrücken 21, bei den Strombrücken 47 Minuten gebraucht, sodaß die größte Zugpause von zwei Stunden zur Auswechslung stets ausreichte.

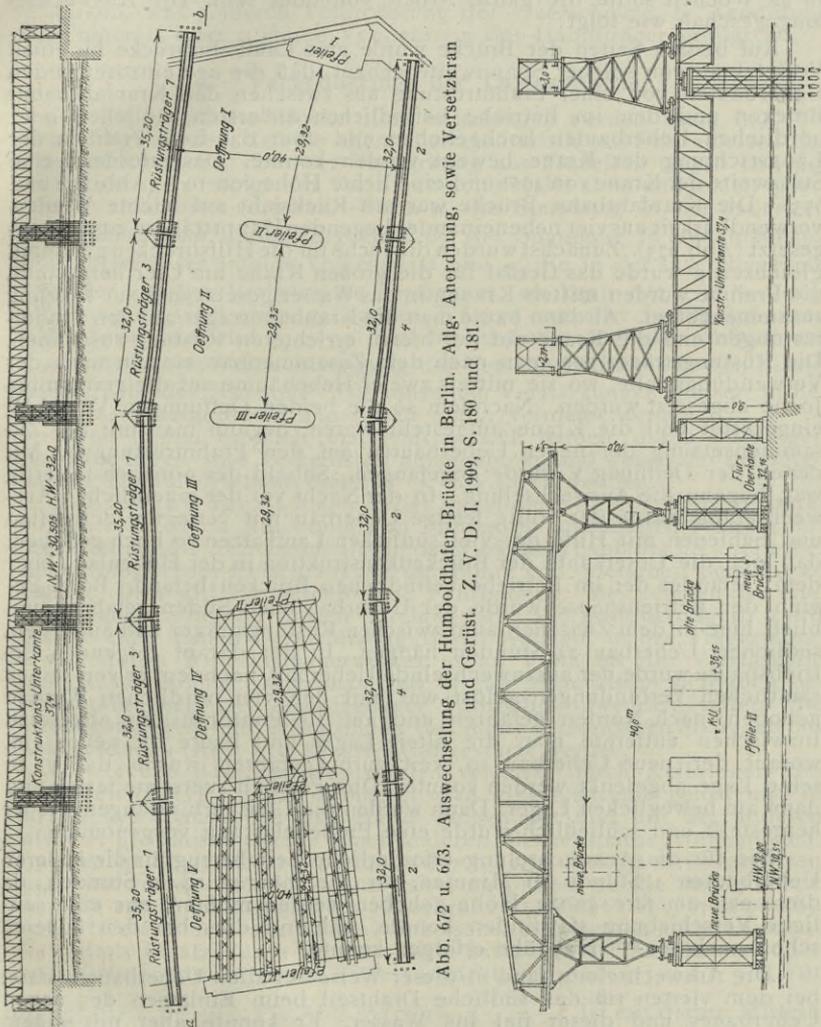


Abb. 672 u. 673. Auswechslung der Humboldthafen-Brücke in Berlin. Allg. Anordnung, sowie Versetzkrän und Gerüst. Z. V. D. I. 1909, S. 180 und 181.

β. Die Auswechslung der Stadtbahnbrücke über den Humboldthafen zu Berlin. *)

Eine der eigenartigsten Auswechslungen fand im Jahre 1908 auf der Stadtbahn in Berlin auf Vorschlag und durch die Vereinigten Königs- und Laurahütten statt. 20 Ueberbauten der viergleisigen Brücke über

*) Z. d. V. D. I. 1909, S. 181.

den Humboldthafen mußten durch neue ersetzt werden. Der Lageplan dieser Brücke ist in Abb. 672 und 673 gegeben. Die Bedingungen, nach denen der Arbeitsplan aufgestellt wurde, waren, immer nur eine Oeffnung in sehr beschränkter Weise während des ganzen Zusammenbaues zu sperren und jeden Ueberbau innerhalb drei Stunden auszuwechseln. In 42 Wochen sollte die ganze Arbeit vollendet sein. Die Auswechslung geschah wie folgt:

Auf beiden Seiten der Brücke wurde eine Laufbahnbrücke für einen Versetzkran von solcher Spannweite gebaut, daß die neu einzusetzenden Ueberbauten von einer Prahmrüstung aus zwischen den Kranfahrbahn-Brücken und den im Betriebe befindlichen äußersten südlichen oder nördlichen Ueberbauten hochgehoben und über das freie Profil in der Längsrichtung der Krane bewegt werden konnte. Das erforderte eine Stützweite der Krane von 40^m und eine lichte Höhe von 10^m (Abb. 672 und 673). Die Kranfahrbahn-Brücke war mit Rücksicht auf leichte Wiederwendbarkeit aus vier nebeneinander liegenden Hauptträgern zusammengesetzt (Abb. 673). Zunächst wurden die Joche für die Hilfsbrücken gerammt, gleichzeitig wurde das Gerüst für die großen Krane am Ufer hergestellt, die Prahme wurden mittels Kranen in das Wasser gesetzt und zur Rüstung zusammengefügt. Alsdann baute man die Kranbahnträger auf den Prahmrüstungen und die Krane auf der hierzu errichteten Rüstung zusammen. Die Rüstungsträger zog man nach dem Zusammenbau einzeln nach der Verwendungsstelle, wo sie mittels zweier Hebebäume auf die gerammten Joche abgesetzt wurden. Nachdem so die beiden Oeffnungen V und IV eingerüstet und die Krane aufgestellt waren, begann man mit der Zusammensetzung der neuen Ueberbauten auf den Prahmrüstungen. Mit denen der Oeffnung V wurde angefangen. Sobald der nördlichste fertig war, begann die Auswechslung. In der Nacht vor der eigentlichen Auswechslung wurde der völlig fertige Ueberbau mit verlegten Schwellen und Schienen mit Hilfe der vier südlichen Laufkatzen so hoch gehoben, daß sich die Unterkante der Brückenkonstruktion in der Höhenlage über dem Geländer der im Betriebe befindlichen Brücken befand. Beim Beginn der Betriebspause wurde der Ueberbau nach Süden gefahren und blieb hier in dem Zwischenraum zwischen Rüstungsträger und äußerstem südlichen Ueberbau 24 Stunden hängen. In der darauf folgenden Betriebspause wurde der auszuwechselnde Ueberbau, nachdem er von seinen sämtlichen Verbindungen gelöst war, mit den vier nördlichen Winden gehoben, nach Norden gefahren und auf die Pontonrüstung abgesetzt. Inzwischen entfernte man die alten Lager und baute die neuen ein, worauf der neue Ueberbau so weit zurückgefahren wurde, daß er in seine Lage abgesenkt werden konnte. Dies geschah zuerst am festen und dann am beweglichen Lager. Dann wurden die Gleisverbindungen wieder hergestellt und schließlich wurde eine Probelastung vorgenommen.

Die für die Auswechslung erforderliche Zeit betrug für die äußeren Ueberbauten 1 Stunde 20 Minuten, für die inneren rd. 2 Stunden, da diese erst um ihre ganze Höhe gehoben werden mußten, ehe eine seitliche Verschiebung stattfinden konnte, während dies bei den äußeren schon nach 100^{mm} Hubhöhe erfolgen konnte.

Die Auswechslung fand in dieser Weise bei allen Ueberbauten statt; bei dem vierten riß das südliche Drahtseil beim Einlassen des neuen Ueberbaues und dieser fiel ins Wasser. Er konnte aber mit einem Kran gehoben und wieder verwendet werden, da er keine sichtbaren Beschädigungen erlitten hatte. Diesen Unglücksfall ausgenommen, ging die Auswechslung glatt von statten. Die Betriebspause von drei Stunden wurde nie voll in Anspruch genommen, die ganze Arbeit nahm nur 35 Wochen in Anspruch, eine glänzende Leistung des deutschen Brückenbaues.

IV. Nachträgliche Verstärkungen eiserner Brücken.¹⁾

Bei eisernen Eisenbahnbrücken hat sich im letzten Jahrzehnt infolge Zunahme des Lokomotivgewichtes und der Zuggeschwindigkeit die Notwendigkeit ergeben, ältere eiserne Brücken während des Betriebes zu verstärken, was a. durch Vergrößerung der Querschnitte, b. Aenderung der Trägerart oder c. durch Vermehrung der Hauptträger erfolgt ist.

a. Vergrößerung der Querschnitte.

Im Falle, daß die Brücke nicht unterfangen werden kann, muß berücksichtigt werden, daß die alten Querschnittsteile aus Schweißeisen das Eigengewicht nebst dem der Verstärkung aus Flußeisen tragen und nur die Spannungen infolge des Verkehrs sich auf die alten und neuen Querschnitte zusammen verteilen. Wenn σ_g die Spannung in der äußersten Schweißeisenfaser infolge Eigenlast, σ_p' die Spannung in der äußersten Schweißeisenfaser infolge Verkehrslast und σ_p die in der äußersten Flußeisenfaser infolge Verkehrslast bezeichnet, so kann die größte Beanspruchung im Gurt eines gebogenen Trägers entweder in der äußersten Schweißeisenfaser mit $\sigma_g + \sigma_p'$ oder in der äußersten Flußeisenfaser mit σ_p auftreten unter Vernachlässigung der Verschiedenheiten in den Elastizitätsziffern beider Baustoffe. Die einzelnen Verstärkungen müssen in Betriebspausen aufgebracht und soweit nötig, vernietet werden.

Wenn irgend möglich, empfiehlt es sich jedoch, durch Rüstungen die ganze Eigen- und Verkehrslast aufzunehmen und wegen des beengten Raumes Preßluft-Nietmaschinen (s. S. 504) zu verwenden.

Fahrbahnträger können in der Regel ohne Unterfangung verstärkt werden, z. B. durch Annetzung von Profileisen am unteren Flansch mit Rücksicht auf die Aufrechterhaltung des Verkehrs (Abb. 674 f. S.). Hierbei ist auf möglichste Einschränkung der Bohr- und Nietarbeit Bedacht zu nehmen. Dies gilt für geschlossene Fahrbahnen. Bei offenen ist eine Verstärkung an beiden Gurten durchführbar. Bei Endquerträgern greift man zu einer neuen Unterstützung durch Auflager in der Trägermitte, da wegen des Widerlagmauerwerkes es an Platz für die Verstärkung meist fehlt. Solche Unterstüzungen in der Mitte lassen sich auch bei Fachwerkbrücken mit oberliegender Fahrbahn anwenden, indem die Querträger gegen den Schnittpunkt der meist vorhandenen Schrägen des Querverbandes (Abb. 675) senkrecht abgestützt werden.

Genietete Blechträger werden verstärkt durch Aufbringen von geteilten Gurtplatten. Zunächst wird eine Nietreihe gelöst und in einer Betriebspause die eine Hälfte aufgenietet und mit der anderen Hälfte in gleicher Weise in einer anderen Betriebspause vorgegangen; dann werden die geteilten Gurtplatten durch kurze Querplatten in gewissen Abständen verbunden. Es ist nur dabei zu prüfen, ob die verbleibende Nietreihe zur Uebertragung der Scherkräfte ausreicht (Abb. 676a und b). Die Gurniete in den senkrechten Winkelschenkeln werden erforderlichenfalls mittels Ersatz durch stärkere Niete bis zu 30^{mm} Durchmesser oder durch Zwischensetzen neuer Niete verstärkt: Für Abb. 677a: $t > 3d$. Für Abb. 677b: $t = 3 \frac{d+d'}{2}$. Für Abb. 677c: $a = 3 \frac{d+d'}{2}$. Ist mit diesen Mitteln

die nötige Herabsetzung des Lochmanteldruckes nicht zu erreichen, so werden senkrechte Platten nach Abb. 678a und b angeordnet, die jedoch nicht zur Verstärkung der Gurte gerechnet werden können. Stehblech-

¹⁾ Nach dem Bericht von Reg.- u. Baurat John Labes, Berlin, für die achte Sitzung des Internationalen Eisenbahn-Kongreß-Verbandes zu Bern 1910, dessen Benutzung vom Verfasser sowohl wie von der Geschäftsleitung des Verbandes freundlichst gestattet worden ist. Herausgeber M. Weissenbruch in Brüssel.

stöße sind nach Abb. 679 verstärkt, schon mit Rücksicht auf den Mangel der vorhandenen Stoßverbindung, der namentlich durch die einfache Art nach Abb. 679 (rechts) meist hinreichend sicher gestaltet werden kann.

Nach Labes, Verstärkung eiserner Brücken.

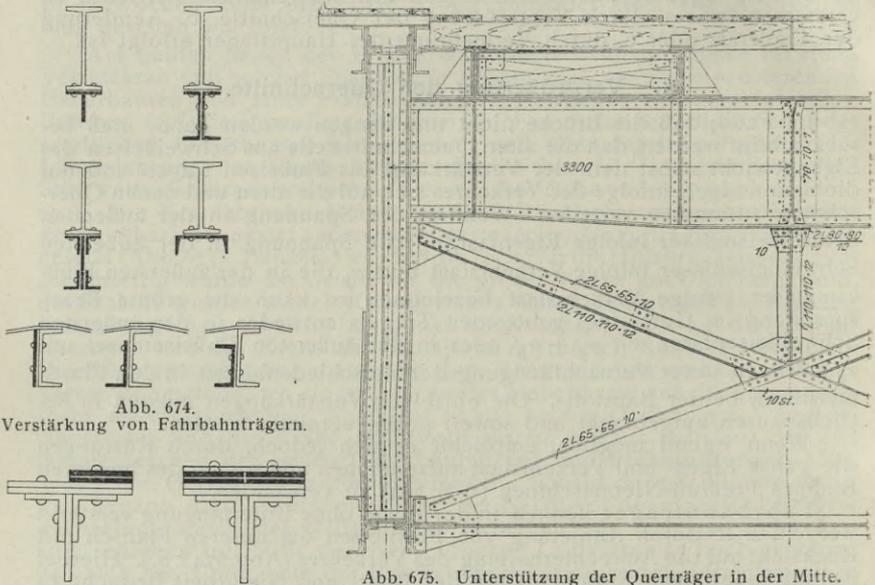


Abb. 676 a u. b.

Auflegung geteilter Gurtplatten auf Blechträger.

Abb. 677 a—c (unten).

Verstärkung der Niete.

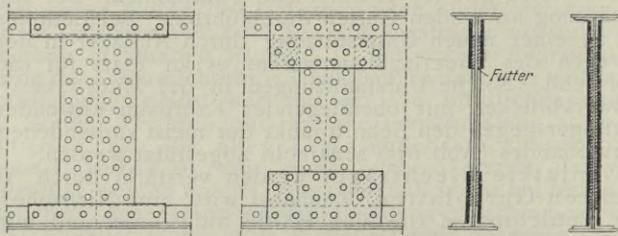


Abb. 679. Verstärkung der Stehblechstöße.

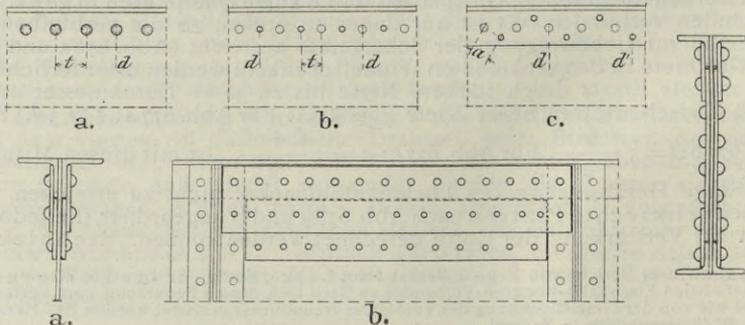


Abb. 678a und b. Verstärkung der Vernietung.

Quer- und Windverbände werden hinreichend durch Ersatz der meist vorhandenen Flacheisenschrägen durch Winkel gesichert, auch durch Hinzufügen von Neben-Windverbänden zwischen den Schwellenträgern. Man lege solche Verbände jedoch nicht unmittelbar an die Schwellen, da dies mit größerer Rostgefahr verknüpft ist.

α. Ein lehrreiches Beispiel zeigt die zweigleisige Unterführung der Berlin-Lehrter Bahn, welche während des Betriebes auf der unterführten zweigleisigen Bahn ohne Unterfangung zu verstärken war. Es handelt sich um einfache Blechbalken von $13,5^m$ Stützweite in $6,6^m$ Abstand, deren Beanspruchung um 45% , bei den Querträgern um 50% und bei den Schwellenträgern um 38% überschritten wurde. Die letzteren konnten ohne Mehrkosten ausgewechselt und durch höhere Profile ersetzt werden. Ferner ist auch ein für die Schwellenlage über den Widerlagern günstiger rechtwinkliger Abschluß herbeigeführt und der Flachverband aus

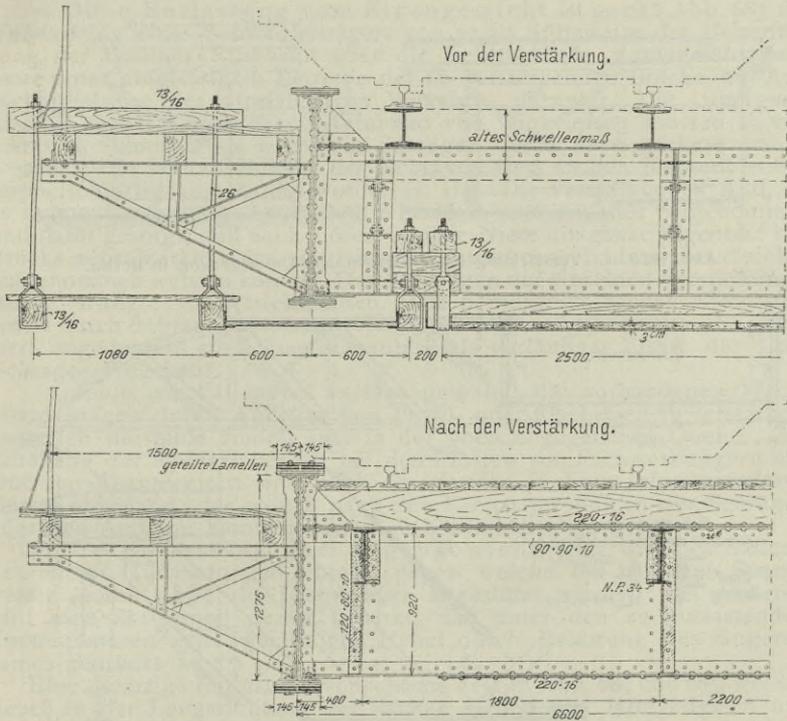


Abb. 680 u. 681. Verstärkung einer zweigleisigen Unterführung der Berlin-Lehrter-Bahn ohne Unterfangung. Nach Labes, Verstärkung eiserner Brücken.

80·13 Flacheisen durch Winkel 80·80·12 ersetzt. Die Arbeiten erfolgten von einer Hängerüstung aus (Abb. 680) und mit Hilfs-Schienenträgern, die in einer nächtlichen Betriebspause eingebaut wurden, zwecks Auswechslung der Schwellenträger und in einer weiteren Betriebspause der Einbau des endgültigen Oberbaues. In einer weiteren Betriebspause wurde je eine Gurtplatte auf die Querträger aufgenietet. Die Hauptträger sind dann durch geteilte Nietplatten in der bereits erwähnten Weise vernietet (Abb. 681).

β. Eine in letzter Zeit im Berliner Straßenleben bekannte Verstärkungsarbeit bieten die zahlreichen Stadtbahn-Unterführungen in der Art der Abb. 682a—c dar. Es handelt sich um sechs durchgehende Haupt-

träger auf vier Stützen, je drei zu zwei zweigleisigen Ueberbauten mit Buckelplatten-Fahrbahn. Die Hauptträger-Beanspruchung überschritt um

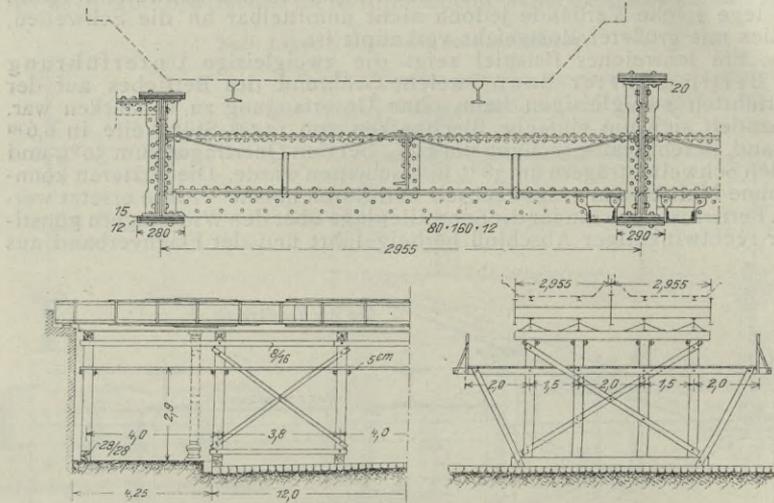


Abb. 682a-c. Verstärkung einer Straßenbahn-Unterführung in Berlin.

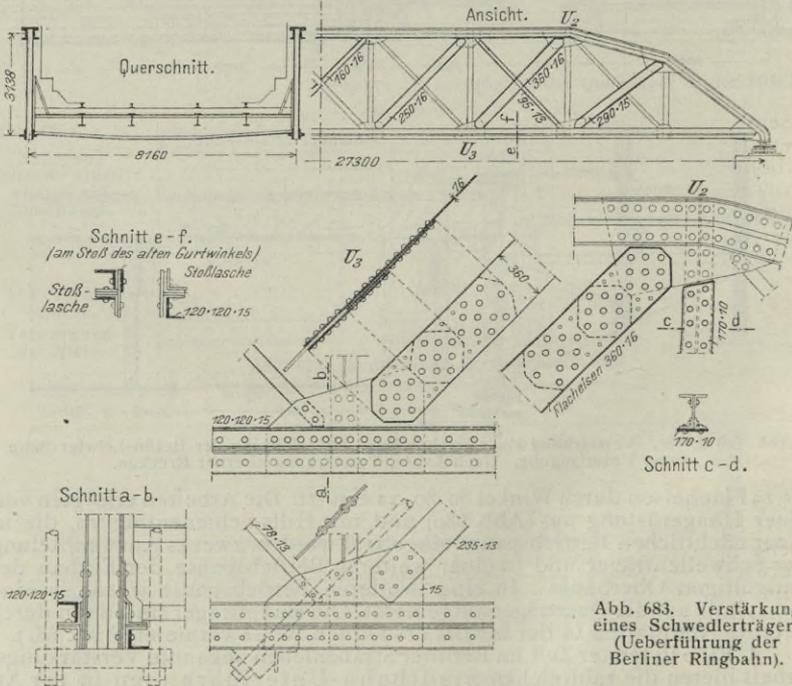


Abb. 683. Verstärkung eines Schwedlerträgers (Ueberführung der Berliner Ringbahn).

Nach Labes, Verstärkung eiserner Brücken.

53⁰/₁₀₀, die der Querträger um 48⁰/₁₀₀ das zulässige Maß. Die Hauptträger sind in der Mitte und über den Stützen verstärkt durch neue Gurtplatten von betriebssicheren Rüstungen aus, welche Eigen- und Verkehrslast übernehmen, indem die Querträger gegen I-Eisen der Gerüste durch Keile festgelagert worden sind. Die gußeisernen Säulen konnten dann entfernt, die Verstärkungen der Hauptträger angenietet und die Säulen wieder aufgestellt werden. Dann konnten die I-Träger wieder entfernt und an die Verstärkung der Gurtungen herangegangen werden, die aus Anmietung zweier Γ 80-160-12 an deren Unterflansche bestand und zwar zunächst durch Schlagen der ersten fünf Nietpaare an beiden Enden und drei Nietpaare in der Mitte während einer Betriebspause, die übrigen während des Betriebes.

Die Verstärkung von gegliederten Hauptträgern ist wesentlich schwieriger und soll an nachstehenden Beispielen erläutert werden.

γ. Ohne Entlastung vom Eigengewicht ist gemäß Abb. 683 die Verstärkung eines Schwedlerträgers von 27,3^m Stützweite der Ueberführung der Berliner Ringbahn über die Lehrter Bahn durchgeführt und zwar unter eingleisigem Betriebe der zu verstärkenden Brücke und Aufrechterhaltung des zweigleisigen Verkehrs darunter. Die Untergurte sind in ganzer Länge durch Aufnieten von Winkeleisen 120-120-15 verstärkt (s. Schnitt a—b, e—f), die Schrägen durch neue stärkere ersetzt worden. Die Nietanschlüsse der Schrägen sind an den Knotenblechen doppelschnittig ausgebildet worden (s. \bar{U}_3). Die Verstärkungen sind, da es sich um zweiteilige Querschnitte handelt, nacheinander vorgenommen und dafür gesorgt, daß nach Lösen einiger Niete die ganze Eigenlast der Brücke nebst Verkehr aus eingleisigem Betriebe noch hinreichend sicher aufgenommen werden konnte. Das Anbringen der einzelnen Verstärkungsstücke erfolgte in Betriebspausen. Die herausgeschlagenen Niete sind sofort durch Schrauben ersetzt. Wie in der Abb. 683 (Schnitt a—b) punktiert angedeutet, sind Spanschrauben als vorläufiger Ersatz der alten Schrägen eingebaut.

In ähnlichen Fällen hat es sich gelohnt, die vorhandenen Flacheisenschrägen durch Auflegen von Profil- oder Flacheisen zu verstärken. Derartige Beispiele finden sich in der oben angegebenen Quelle. Zur Erhöhung der Knicksicherheit bei den Pfosten von Fachwerkträgern mit größeren Spannweiten sind auch Quersteifen in Form eines mittleren Gurtes eingebaut, der jedoch nach den Kreuzungspunkten der Schrägen oder den Auflager-Knotenpunkten zu besonders abgesteift ist.

δ. Die Entlastung vom Eigengewicht setzt die Beschaffung besonderer Hilfsrüstungen voraus, gegen welche bei kleineren Spannweiten durch Keile die Hauptträger abgestützt werden. Bei größeren wird eine Entlastung derart bewirkt, daß unter den zu entlastenden Knotenpunkten ein zweiarmiger Hebel durch Belastung des längeren Armes gedrückt wird¹⁾.

Eine derartige Entlastungsvorrichtung zeigen Abb. 684 und 685, wo die Hebel in der Längsrichtung der Brücke stehen und infolgedessen nur geringen Raumbedarf erfordern. Das Gegengewicht muß während des Aufbringens der Verstärkung vergrößert werden. Während des Befahrens der Brücke schwanken natürlich diese Vorrichtungen, stellen sich jedoch leicht wieder ein.

Ueber die Verstärkung der Memelbrücke bei Tilsit mit 70^m weitgespannten Hauptträgern (dreifach statisch unbestimmt) auf festem Gerüst unter völliger Außerbetriebsetzung, s. Z. d. B. 1908, S. 5. Der Obergurt war in ganzer Ausdehnung durch Winkeleisen zu verstärken, der Untergurt durch neue Gurtplatten, die Zugstreben durch beiderseitig aufgelegte Flacheisen, die Druckstreben durch Einsetzen von Füllstücken;

¹⁾ Auf S. 327 ist der Entlastungs-Vorschlag von Thomas erörtert, der auch in diesen Fällen eine sinngemäße Verwendung finden kann.

außerdem waren neue Knotenbleche einzusetzen, und zu diesen äußerst eiligen Arbeiten wurden Preßluft-Bohr- und Nietmaschinen verwendet. Die Kosten dieser Verstärkungsarbeiten, zu denen umfangreiche Not- und Gerüstbrücken, Stellwerke und dergl. erforderlich geworden sind, waren beträchtlich. Es scheint nach Labes dieses Beispiel nur ein Grenzfall zu sein, bis zu dem man allenfalls noch gehen kann. Der Ersatz der alten Ueberbauten durch neue, wie sie im vorigen Abschnitt besprochen wurden, könnte vorteilhafter sein, wenn man berücksichtigt, daß die größere Dauerhaftigkeit des neuen Tragwerkes noch hinzukommt.

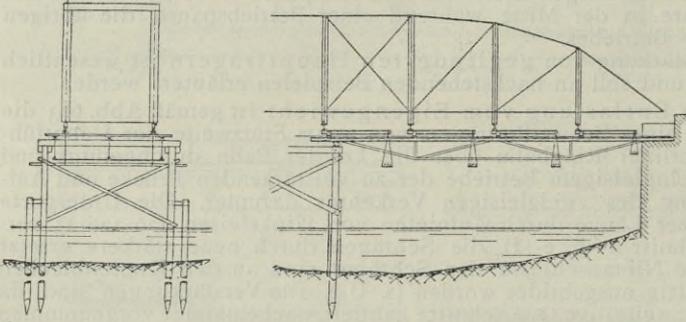


Abb. 684.
Entlastung der Knotenpunkte einer zu verstärkenden Fachwerkbrücke durch Hebel.

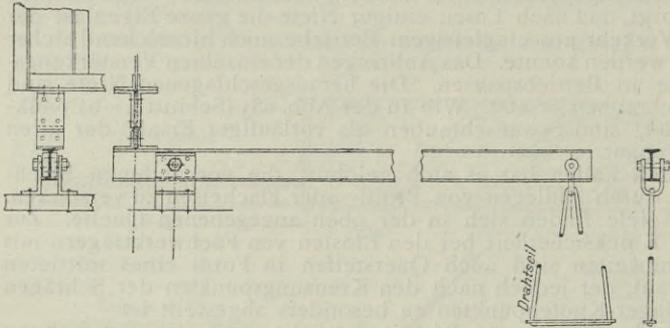


Abb. 685.
Konstruktion der Hebel.

Nach Labes, Verstärkung eiserner Brücken.

b. Aenderung der Trägerart.

Bei Fachwerkträgern mit parallelen Gurtungen ist in mehreren Fällen eine Armierung durch einen Bogen- oder Spreng-Gurt über dem alten Träger oder als Hängegurt unter diesem vorgenommen. Es haben sowohl Ausführungen stattgefunden, wo der Verstärkungsgurt von dem Eigengewicht der alten Hauptträger nichts aufnimmt, als auch solche, wie in dem nachstehenden Beispiel, wo dieser das gesamte Eigengewicht der Brücke und des neu hinzugefügten Eisens trägt, und zwar so, als ob Bogen und Träger miteinander erbaut wären.

Die Gotthard-Reuß-Brücke ist nach letztgenanntem Gesichtspunkte verstärkt worden und durch Abb. 686 dargestellt. Die neuen Bogengurte nebst Hängepfosten und Querverband stützen sich durch besondere aufgenietete Auflager gegen die Enden (der 29,58 m weit gespannten Parallelträger). Durch Anziehen der Keile in den Bogenlagern war folgender Vorgang ermöglicht: Nach Fertigstellung der Bogen ohne Rücksicht auf die Eigengewichtsverteilung und den Betrieb der zweigleisigen Brücke ist diese in einer Betriebspause von festen Jochen aus durch Druckwasser rechnungsgemäß 8 mm (in der Mitte) gehoben; dann wurden

die dadurch locker gewordenen Keile nachgetrieben und darauf die Hebevorrichtung beseitigt, was eine Senkung um 3 mm wieder zur Folge hatte. Dadurch sind die Bogen in einer Betriebspause in Spannung infolge Eigengewicht gesetzt. Vor der Verstärkung betrug die Durchbiegung infolge Betriebslast in Brückenmitte 14 mm, nachher 6 mm.

Durch Hängegurte armiert ist in entsprechender Art eine 77 m weite Brücke der Gotthardbahn. Nach spannungsloser Aufstellung und Befestigung des neuen Gurtes an den Enden der alten Träger sind alle Pfosten auf Winden planmäßig in einer Betriebspause verlängert und dadurch ist der Hängegurt heruntergedrückt und die Brücke gehoben, und zwar in der Mitte um 52 bzw. 18 mm, wodurch gemäß Messung mittels Dehnungsmesser 380 kg/qcm Zugspannung in der Mitte des Hängegurtes entstanden. Die der Pfostenverlängerung von 52 + 18 = 70 mm entsprechende theoretische Spannung sollte 360 kg/qcm betragen. Für die ungünstigste Verkehrsbelastung entstehen noch 380 kg/qcm. Durch diese Verstärkungsart vermindern sich die Spannungen im Obergurt etwa auf die Hälfte in den übrigen Gliedern der alten Brücke in noch günstigerem Maße. Vor der Verstärkung war bei Belastung durch drei Lokomotiven die Durchbiegung in Brückenmitte 42 mm, nachher 20 mm. Die Vorzüge dieser Bauart bestehen in der Fertigstellung der Verstärkung zum größten Teile in der Werkstatt und geringer Nietarbeit auf dem Bauplatz selbst, sowie in der Möglichkeit, je nach dem Maß der Hebung oder Anspannung auf die Spreng- oder Hängegurte einen beliebigen Teil des Eigengewichtes zu übertragen.

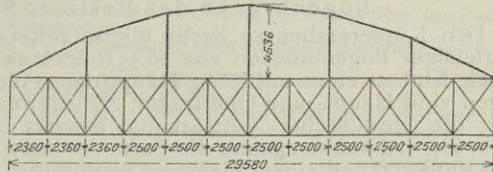


Abb. 686. Verstärkung der Reuß-Brücke der Gotthardbahn durch Aufnietung eines Bogengurtes.

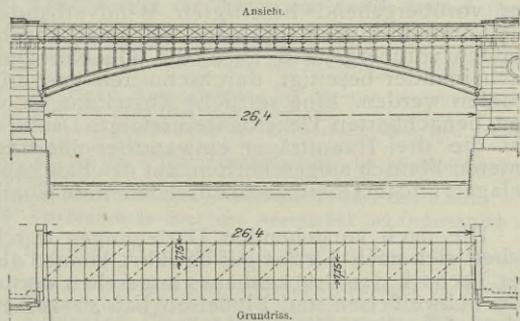


Abb. 687. Stadtbahnbrücke am Kupfergraben in Berlin.

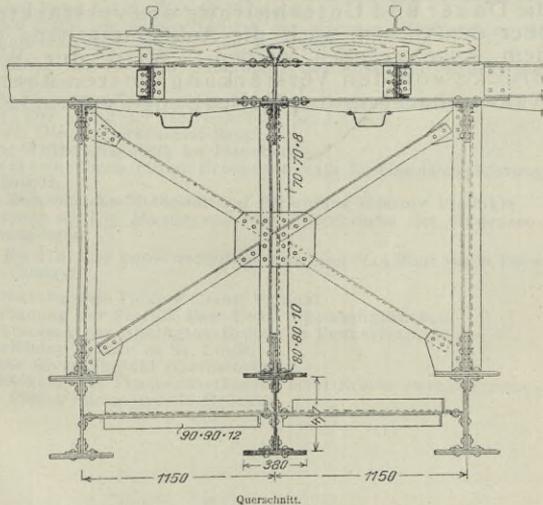


Abb. 688. Verstärkung der Brücke zu Abb. 687 durch Vermehrung der Hauptträgerzahl. Nach Labes, Verstärkung eiserner Brücken.

c. Vermehrung der Hauptträger.

Diese Verstärkungsart soll an folgendem Beispiel erörtert werden.

Bogenbrücke der Berliner Stadtbahn.

Den Kupfergraben zu Berlin überschreitet die Stadtbahn mittels vier eingleisiger Bogenbrücken von 26,55 m Stützweite in 2,3 m Trägerabstand. Durch Einbau eines mittleren Hauptträgers für jeden Ueberbau von zwei Bogen sind Haupt- und Querträger, Auflager und Auflagersteine entlastet und die gewünschte Verstärkung bewirkt. Die neuen Bogenträger (Abb. 687, v. S.) haben genau die Form der alten erhalten und bestehen aus zwei größeren und einem kleineren Schlußstück, um nur zwei Gesamtstöße an der Baustelle ausführen zu brauchen. Der Einbau erfolgte von einer festen Rüstung aus, welche die vorhandenen beiden Hauptträger anstelle des vorübergehend beseitigten Windverbandes hinreichend aussteifte. Die Fahrbahnstützen sind nach Stichmaß abgelängt. Um sie einzusetzen, mußten vorübergehend auch die Querverbände (s. Abb. 688), natürlich nacheinander beseitigt, durchschnitten und mit der Fahrbahnstütze verbunden werden. Eine seitliche Absteifung ist vorübergehend dabei nach den benachbarten Ueberbauten erfolgt. Damit die Querträger die Lasten auf die drei Hauptträger einwandfrei übertragen, sind sie bis auf den unteren Flansch aufgeschnitten, auf den Fahrbahnstützen mittels Fußplatte gelagert und im Oberflansch durch federnde Kopflaschen wieder verbunden.

Die nach vorstehenden Darlegungen durchgeführten Verstärkungen haben sich nach Labes gut bewährt, können also als wichtige Ergänzung der Technik des Brückenbaues angesehen werden. Das Zusammenwirken von Schweißeisen und Flußeisen hat zu keinen Unzuträglichkeiten geführt. Ob ein eiserner Ueberbau zu verstärken oder besser durch einen neuen zu ersetzen ist, hängt lediglich von den Kosten ab. Dabei darf die Dauer und Unterhaltung des verstärkten Ueberbaues gegenüber dem neuen, auch die Aufrechterhaltung des Verkehres nicht aus dem Auge gelassen werden. Wird der Wert der verstärkten Brücke von den Verstärkungskosten überschritten, so ist die Auswechslung des Ueberbaues vorzuziehen.

Literatur zu Kapitel VIII.

- Zentralbl. d. Bauverw. 1906, S. 483, Gutbrod: Auswechslung der Brücke über den Harlem-River bei Kingsbridge.
 " " " 1908, S. 530, Wiig: Aufstellung einer eisernen Kanalbrücke durch Auskragen (Teltow-Kanal).
 " " " 1908, S. 4, Bon: Die Verstärkung der Memelflutbrücken bei Tilsit im Zuge der Strecke Insterburg—Memel.
 " " " 1908, S. 431, Beermann: Der Unfall an der Kölner Südbrücke.
 " " " 1908, S. 505: Vom Bau der Weichselbrücke bei Marienwerder.
 " " " 1908, S. 621, Lauer: Abbau einer Bolzengelenk-Brücke.
 " " " 1909, S. 461: Vom Bau der Eisenbahn- und Straßenbrücke über die Weichsel bei Marienwerder.
 " " " 1910, S. 202, Lauer: Die Hebung der Oderbrücke bei Zäckerick.
 " " " 1910, S. 17, Homann: Verstärkung der eisernen Eisenbahnbrücken.
 " " " 1910, S. 393, Bähr: Beitrag zur Verstärkung eiserner Brücken (Anatolische Bahn).
- Zeitschr. d. V. D. Ing. 1906, S. 1686: Auswechslung von Elbbrücken.
 " " " " " 1907, S. 1601: O. Linton: Aufstellung der Brücke über den Nordre-Elf unweit Gothenburg.
 " " " " " 1908, S. 402: W. Dietz: Auswechslung der eisernen Ueberbauten der Bahnbrücke über die Elbe (Berlin-Magdeburg).
 " " " " " 1908, S. 955, H. Hall: Ausstellung der Drehbrücke über den großen Hafkanal in Libau.
 " " " " " 1909, S. 178, C. Müller: Die Auswechslung der Humboldthafen-Brücken in Berlin.
 " " " " " 1909, S. 1515: Abbruch der alten Straßenbrücke über den Rhein.
- Deutsche Bauzeitung 1907, S. 179: Straßenbrücke über den Argentobel in Grünenbach in Bayern.
 " " " 1907, S. 378, G. Lucas: Eisenbahnbrücke über den Neckar bei Heidelberg.
 " " " 1907, S. 546: Die Auswechslung des eisernen Ueberbaues der Walsch-Brücke bei Königsberg i. Pr.
 " " " 1907, S. 657, F. Eiselen: Die neue Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg.
 " " " 1908, S. 157, L. Meyer: Aufstellung der eisernen Brücke über den Kyrönsalmi-Sund bei Nyslott in Finnland.
 " " " 1908, S. 530 u. ff.: Die Auswechslung der eisernen Ueberbauten der Eisenbahnbrücke über die Elbe bei Magdeburg.
- Eisenbau 1910, S. 38: Die Aufstellung des eisernen Ueberbaues der Mostizzolo-Brücke der Linie Trient-Malé.
 " 1910, S. 156, R. Otzen: Eine neue Wearbrücke bei Sunderland in England.
 " 1910, S. 195, F. Bohny: Der Unfall der Herrenbrücke bei Lübeck.
 " 1910, S. 269, M. Heckel: Die Blackwellsinsel-Brücke.
 " 1910, S. 131, F. Ceech: Wirtschaftspolitik im Eisenbau.
 " 1910, S. 241, W. Hitzemann: Zweischiffige Brückenbauhalle für eine Jahresleistung von 15—20000 t.
 " 1910, S. 361, Trauer: Verschiedene Methoden zur Errichtung eiserner Viadukte.
 " 1910, S. 419, F. Ackermann: Die Montierung der Litterbrücke der Bodensee-Toggenburg-Bahn.
- Le Génie civile 1910, S. 277, G. Bodin: Les ponts métalliques au Yun-Nan Pont sur le Fax Mam-Ti (China).
- Eng. Record 1910, S. 385: Die Erbauung des Tinkers Creek Viadukt.
 " " 1910, S. 396: Die Erbauung der Florida East-Coast Eisenbahnbrücken.
 " " 1910, S. 496: Auswechslung der Slatington-Brücke in Pennsylvania.
 " " 1910, S. 572: Die McKinley-Brücke in St. Louis.
 " " 1910, S. 585: Der Bear-River-Viadukt (Gerüstbrücke).
 " " 1910, S. 690: Unterstützung der Eisen-Ueberbauten einer Brücke zwecks Erneuerung der Pfeiler (Monongahela-Brücke).

Anhang.

I. Auszug aus den Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Ueberbau auf Schutzgebietsbahnen.¹⁾

Für die Berechnung ist ein Zug aus zwei Lokomotiven mit je fünf Achsen zu 10^t in 1,2^m Abstand und 1,8^m Endüberstand, also je 8,4^m Länge mit einer unbeschränkten Anzahl einseitig angehängter Tender oder Wagen anzunehmen mit vier Achsen zu 8^t, von denen die mittleren 2,4^m, die äußeren 1,2^m Abstand bei 7,2^m Länge haben. Bei kleineren Brücken, Quer- und Schwellenträgern sind, soweit sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben

	1 Achse mit	je	13 ^t Belastung,		in	1,2 ^m Abstand,
oder 2 Achsen	„	„	13 ^t	„	„	1,2 ^m „
„ 3	„	„	12 ^t	„	„	1,2 ^m „
„ 4	„	„	11 ^t	„	„	1,2 ^m „

anzunehmen.

Der Winddruck ist genau wie in Preußen (s. S. 75) anzunehmen. Die getroffene Fläche ist schätzungsweise zu ermitteln, wobei die des zweiten Hauptträgers je nach der Entfernung von dem ersten und nach der Maschenweite nur mit $\frac{2}{3}$ bis $\frac{1}{2}$ des Wertes für den ersten Hauptträger einzuführen ist. Die dem Winde dargebotene Angriffsfläche des Zuges ist ein Rechteck von 3^m Höhe über Schienenoberkante. Die Standicherheit des ganzen Ueberbaues muß bei unbelasteter Brücke und einem Winddruck von 250 kg/qm mindestens noch 1 $\frac{1}{2}$ fach sein, ebenso bei mit unbelastenden Güterwagen belasteter Brücke und bei einem Winddruck von 150 kg/qm. Das Gewicht der unbelastenden Wagen ist mit 1^t/m anzunehmen.

Für die Stöße der Lokomotiven ist an der ersten Lokomotiv-Achse eine wagrechte Seitenkraft von 4^t in Rechnung zu setzen.

Für die Fliehkraft soll außer einer wagrechten noch eine senkrechte Zusatzbelastung berücksichtigt werden. Es ist zu beachten, daß infolge der Ueberhöhung der äußeren Schiene in Krümmungen die Mittelkraft aus dem Gewicht und der Fliehkraft eines bewegten Zuges durch die Gleismitte geht. Weitere Einflüsse stehender Fahrzeuge brauchen nicht berücksichtigt zu werden, weil dann keine Stoßwirkungen auftreten.

Die Bremskraft ist wie für Preußen zu berücksichtigen.

Wärmeschwankungen sind in den Tropenkolonien + 10° C. und + 70° C. und in Deutsch-Südwestafrika - 10° C. und + 60° C.

Die zulässigen Beanspruchungen sind die gleichen wie die für die preußische Staatsbahn (s. S. 83 u. ff.).

Für die Obergurte offener Brücken ist bei sehr steifen Querträgern eine wenigstens fünffache Sicherheit gegen seitliches Ausknicken nachzuweisen, und zwar nach der Formel: $n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}}$, worin E die Elastizität, J_1 und J_2 , die auf die in der Hauptträgerenebene gelegenen Achsen bezogenen Trägheitsmomente der Gurtung und des Pfostens, a die

¹⁾ Nach den im Verlage von Ernst & Sohn, Berlin, 1908 herausgegebenen Vorschriften.

Feldlänge, P die größte Druckspannkraft in den dem Obergurtknotenpunkt benachbarten Obergurtstäben und h den Abstand der Schwerlinie des Obergurtes vom Anschluß der Eckversteifung bedeuten.

Bei weniger steifen Querträgern ist

$$n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \frac{b}{h} \cdot \frac{J_2}{J_3}}}$$

worin b der Hauptträgerabstand und J_3 das mittlere Trägheitsmoment des Querträgers ist.

Im Uebrigen ist für Gußeisen auf Druck 700 kg/qcm, auf Zug 250 kg/qcm, für Flußstahlguß auf Druck 1500 kg/qcm, auf Zug 1200 kg/qcm zulässig.

Für Tangential-Berührung kann die Beanspruchung bei Gußeisenlagern auf 4000 kg/qcm und bei solchen aus Flußstahlguß auf 6500 kg/qcm steigen.

In Bezug auf die bauliche Ausbildung gilt Folgendes:

Die Stützweiten sind bis zu 30^m auf ganze Meter, darüber hinaus auf eine gerade Anzahl von Metern abzurunden.

Vollwandige Träger sind gegliederten bis zu 20^m Stützweite vorzuziehen. Soweit es die Durchbiegungen und die zulässigen Spannungen erlauben, ist den Walzträgern vor den zusammengesetzten Trägern der Vorzug zu geben, bis zu 12^m Walzträger mit Betonkappen. Als günstigste Höhe gilt für Vollwandträger $\frac{1}{10}$ der Stützweite. Die Durchbiegung der Träger darf unter der Verkehrslast das Maß von $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreiten. Wenn die Trägerhöhe kleiner ist — als kleinstes Maß gilt $\frac{1}{20}$ der Stützweite — muß die Beanspruchung so ermäßigt werden, daß die Durchbiegung nicht größer als $\frac{1}{1100}$ wird.

Gekreuzte Füllungsstäbe sind mit Ausnahme der Mittelfelder von Trägern mit ungerader Felderzahl grundsätzlich zu vermeiden. Auch für nur gezogene Stäbe sind druckfeste Querschnitte zu wählen. Ein aus verschiedenen Teilen zusammengesetzter Querschnitt ist nur dann als einheitlicher Querschnitt zu betrachten, wenn die einzelnen Teile durch ein durchgehendes Blech oder eine Winkeleisenvergitterung zu einem Ganzen verbunden sind. Eine Flacheisenvergitterung ist einer Winkeleisenvergitterung gegenüber nicht als vollwertig anzusehen. Die Vergitterungsstäbe sind möglichst mit zwei Nieten anzuschließen. Kastenförmige Obergurte sollen, selbst wenn die Kopfplatte durchgeht, in den Drittpunkten durch Flach- und Winkeleisen ausgesteift werden.

Für die einfachen Balkenbrücken ist der Parallelträger mit Endpfosten oder Trapezträger bis zu Stützweiten von 50^m und mit Höhen zu $\frac{1}{8}$ davon empfohlen, für größere Stützweiten der Halbparallelträger mit Endpfosten oder Endschrägen mit $\frac{1}{7}$ der Stützweite als Höhe.

Die Stabquerschnitte sind aus wenigen Teilen, möglichst I und C-Eisen, zu bilden. Bei der Bestimmung der Knickfestigkeit der Schrägstreben der Pfosten soll der $1\frac{1}{2}$ fache Wert des vorgeschriebenen Lastenzuges vorausgesetzt werden; diejenigen Stäbe, die nur bei $1\frac{1}{2}$ facher Belastung Druck erhalten, sind auf Knicken infolge der einfachen Last auftretenden Druckkraft des letzten Füllungsstabes zu gestalten, welcher noch bei einfacher Belastung Druck erhält. Die Schwellen sind nicht weiter als 60^{cm} von Mitte bis Mitte zu verlegen.

Auf Brücken in Krümmungen mit kleinerem Halbmesser als 50^m oder im Anschluß an solche, ferner auf größeren Brücken mit oben liegender offener Fahrbahn, sind an den Außenseiten der Schienen Streichbalken auf die Schwellen zu schrauben und auf dem anschließenden Bahnkörper fortzuführen und hier nach außen abzubauen.

Das Kammerwerk ist etwa nach Abb. 6 Tafel I auszubilden oder in einer entsprechenden Eisenbetonkonstruktion auszuführen.

Zwischen den Schienen wird ein Riffelblechbelag zum Schutz gegen Feuersgefahr empfohlen.

Bei durchgehendem Kiesbett ist dessen Stärke zwischen Unterkante Schwelle und Oberkante Fahrbahntafel nicht unter 20^{cm} zu halten.

Bei allen offenen Brücken von mehr als 20^m Weite ist ein Bremsverband nötig.

Sowohl die festen als auch die beweglichen Lager sind als Kipplager auszubilden. Nur bis zu Stützweiten von 15^m kann für bewegliche Lager das Gleitlager verwendet werden. Einrollenlager ist vor dem Zweirollen- und diesem wieder vor dem Dreirollenlager der Vorzug zu geben. Der Durchmesser der Rollen darf bis zu 30^{cm} betragen. Vorwärtsgerichtete Auflagerkräfte sind durch Verankerungen aufzunehmen, welche in der Ebene der beiden sich in der Querrichtung der Brücke gegenüberliegenden Lager angeordnet werden müssen. Lager, welche, ohne durch die Verkehrslasten belastet zu sein, Bremskräfte aufzunehmen haben, sind in wagrechter Richtung zu verankern.

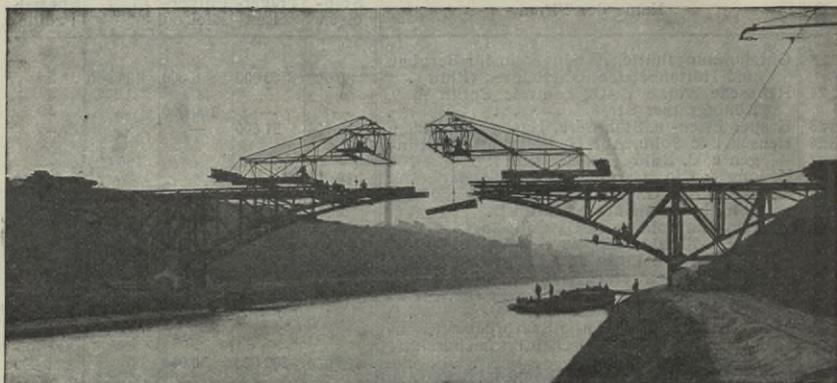
II. Zusammenstellung von deutschen Eisenwalzwerken, die Walzeisen für die Zwecke des Brückenbaues herstellen.

Bemerkung: Die Reihenfolge der Firmen ist nach dem Alphabet geordnet. Es ist bei jedem Werk die Jahreserzeugung für 1909 in ^t angegeben. ∞ bedeutet, daß das Werk die Menge der Erzeugung in der betreffenden Spalte nicht angegeben hat.

No.	Name der Firma	Stabeisen	Träger-eisen	Univer-saleisen	Bleche	Spezial-Profile
1	Akt.-Gesellschaft Bremerhütte, Weidenau a. d. Sieg	—	—	—	28 000	—
2	Akt.-Gesellschaft Christinenhütte, Christinenhütte b. Meggen (Lenne)	—	—	—	12 850	—
3	Akt.-Gesellschaft Eisenwerk Rote Erde	—	∞ im Umbau begriffen		—	—
4	Akt.-Gesellschaft Peiner Walzwerk, Peine	150 000	180 000	—	—	—
5	Akt.-Gesellschaft Lauchhammer in Lauchhammer	40 000	—	10 000	21 000	—
6	Bergbau- und Hütten-Akt.-Ges. Friedrichshütte, Abt. Carl Stein, Weibach	—	—	—	30 000	—
7	Bismarckhütte in Bismarckhütte, O.-S.	∞	∞	—	∞	—
8	Blechwalzwerk Schulz-Knaut A.G. Essen (Ruhr)	—	—	—	15 900	—
9	Deutsch-Luxemburgische Bergwerks- und Hütten-A.-G., Abt. Differdingen in Differdingen (Luxbg.)	100 000	123 000	—	—	Menge ist in Träger-eisen enthalt.
10	Eisenwerk - Gesellschaft Maximilianshütte, Rosenberg (Oberpfalz)	49 400	40 800	1 600	9 600	—
11	Eisen- und Stahlwerk Hoesch A.G. in Dortmund	110 500	52 000	—	29 400	6 600
12	Eisen- und Stahlwerke Hattingen a. d. Ruhr	—	—	—	100 000	—
13	Eisenwerk Nürnberg, A.G. vormals J.Tafel & Co.	20 000	—	—	—	—
14	Eschweiler Bergwerks-Verein, Abt. Eschweiler-Cöln, Eisenwerke, Eschweileraue	38 000	—	Menge in Stabeisen enthalt.	—	—
15	Friedrich Krupp A. G., Friedr. Alfred-Hütte, Rheinhausen-Friemersheim	78 000	44 000	—	—	—
16	Geisweider Eisenwerke A.G. Vorbesitzer: J. H. Dresler sen., Geisweid, Kreis Siegen	30 000	—	—	36 000	—
17	Gelsenkirchener Bergwerks A. G., Abt. Aachener Hütten-Verein in Rothe Erde bei Aachen	150 000	90 000	Menge in Stabeisen enthalt.	—	—
18	Gewerkschaft Deutscher Kaiser, Bruckhausen (Rhein)	∞	∞	—	—	∞
19	Gewerkschaft Grillo, Funke & Co., Gelsenkirchen-Schalke	—	—	—	∞	—
20	Gewerkschaft Quint in Quint b. Trier	19 000	—	—	—	—
21	Grafenberger Walzwerk G.m.b.H., Düsseldorf-Grafenberg	—	—	—	15 900	—
22	Gußstahlwerk Witten a. d. Ruhr	32 600	—	—	22 100	10 300

No.	Name der Firma	Stabeisen	Träger-eisen	Univer-saleisen	Bleche	Spezial-Profile
23	Gutehoffnungshütte, Aktienverein für Bergbau und Hüttenbetrieb, Oberhausen (Rhld.)	80 000	40 000	6 000	85 000	—
24	Hahnsche Werke A.-G., Zentrale Berlin W. 9, Königgrätzer Str. 6	—	—	100 000	—	—
25	Hasper Eisen- u. Stahlwerk, Haspe i. Westfalen	59 100	21 600	—	—	—
26	Henschel & Sohn, Abt. Heinrichshütte, Hattingen a. d. Ruhr	—	—	—	100 000	—
27	H. Jung & Cie., Carolinenhütte, Wetzlar	10 000	—	—	—	3 200
28	Kattowitz A. G. für Bergbau u. Eisenhüttenbetrieb, Marthahütte, Kattowitz	∞	∞	—	—	∞
29	Königin Marienhütte A. G., Cainsdorf i. Sa.	36 000	2 200	—	—	—
30	Les Petits-fils de François de Wendel et Cie., Hayingen in Lothringen	153 000	112 000	18 000	60 000	—
31	Lothringer Eisenwerke, Ars a. d. Mosel	25 000	—	—	—	∞
32	Lothringer Hüttenverein Aumetz-Friede, Kneutungen-Hütte i. Lothr.	—	170 000	—	—	—
33	Luxemburger Bergwerks- u. Saarbrücker Eisenhütten-Aktien-Gesellschaft, Burbacher Hütte in Saarbrücken	125 000	200 000	50 000	—	50 000
34	Peter Harkort & Sohn, G. m. b. H., Wetter a. d. Ruhr	36 000	—	—	12 000	—
35	„Phoenix“ A. G. für Bergbau- u. Hüttenbetrieb, Hoerde i. Westf.	111 600	57 800	15 500	131 300	20 200
36	Ph. Weber G. m. b. H., Hostenbach a. d. Saar	—	—	9 500	24 400	—
37	Rheinische Stahlwerke, Duisburg-Meiderich	76 600	27 100	10 000	60 000	2 400
38	Rombacher Hüttenwerke, Rombach i. Lothr.	115 000	90 000	—	—	—
39	Röchlingsche Eisen- und Stahlwerke G. m. b. H., Völklingen a. S.	90 000	105 000	—	—	53 000
40	Rümelinger u. St. Ingberter Hochöfen u. Stahlwerke A. G., St. Ingbert	∞	∞	—	∞	—
41	Siegener Eisenindustrie A. G. vormals Hesse & Schulte, Weidenau a. d. Sieg	—	—	—	25 000	—
42	Sieghütter Eisenwerk A. G. vorm. Joh. Schleifenbaum, Siegen	8 000	—	—	6 000	—
43	Sieg-Rheinische Hütten A. G. Friedrich Wilhelmshütte, Post Troisdorf	15 000	—	—	—	21 000
44	Société anonyme d'Ougrée-Marihaye, Abt. Rodingen, Rodingen i. Luxemburg	—	125 000	—	—	—
45	Stahl- u. Walzwerk Rendsburg, A. G., Rendsburg	—	—	—	19 300	—
46	Steinseifer & Co., G. m. b. H., Eislerfeld b. Siegen	—	—	—	10 000	—
47	„Union“ A. G. für Bergbau, Eisen- u. Stahl-Industrie, Dortmund	90 000	60 000	Menge in Stabeisen enthält.	—	1 500
48	Westfälische Stahlwerke, Bochum	50 000	9 600	—	—	—





Steffens & Nölle Act.-Ges.

BERLIN-TEMPELHOF

EISENHANDEL EISENKONSTRUKTIONEN BRÜCKENBAU

Sächsische Gartenkunst

von **Dr.-Ing. Hugo Koch**, Architekt.

27 Bog. gr. 8^o, mit über 300 Abbild. im Text u. auf 13 Tafeln. — 1910.

Elegant gebunden Preis Mk. 15,—.

Das Werk dürfte nicht nur allen Gartenfreunden und Garten-Architekten, sondern auch allen denjenigen Bau- und Gartenkünstlern, die dem Bauherrn bei der Gestaltung eines künstlerischen Eigenheims beratend zur Seite stehen, unentbehrlich sein.

Bestellungen nimmt jede Buchhandlung, bei Einsendung des Betrages (nach dem Ausland unter Beifügung des entsprechenden **Mehrportos**) auch der unterzeichnete Verlag entgegen.

Deutsche Bauzeitung, G. m. b. H., Berlin SW. 11.

Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)
Balkenbrücken.

Eingleisige Eisenbahnbrücke (Fachwerk-Balkenbrücke) der
Linie Rixdorf—Baumschulenweg (Görlitzer Bahn) über
den Rixdorfer Stichkanal bei Berlin. (2 Öffnungen von
33 bzw. 21,5 m Stützweite.)

Abbildungen 2—6 in 1:40.

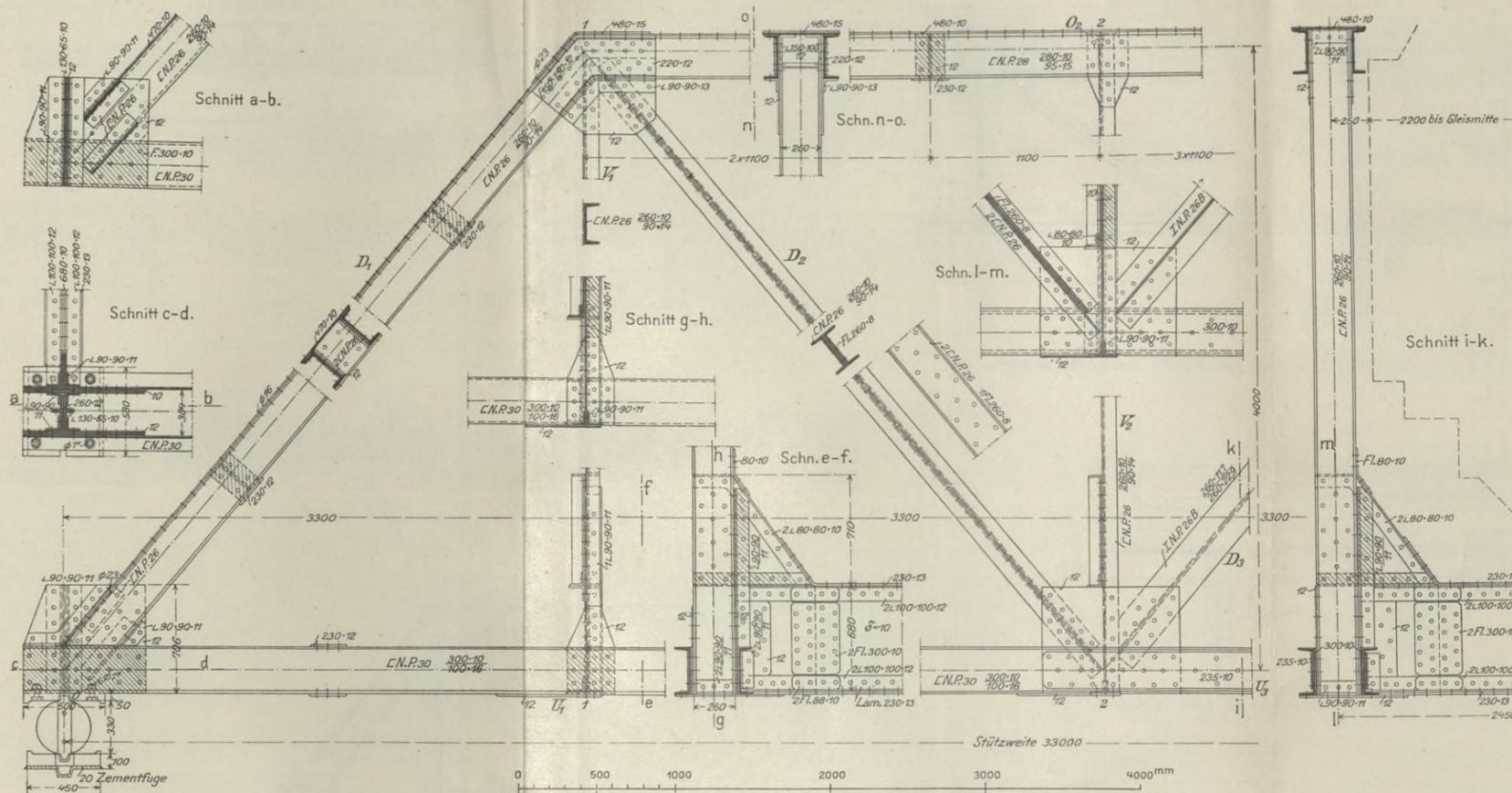


Abb. 2. Ansicht des Trägerendes mit dem beweglichen Auflager nebst Schnitten. (1:40)

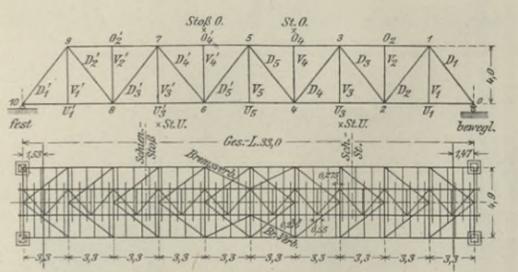


Abb. 1. Netzwerk des Trägers und Grundriß der Brücke. (1:500)

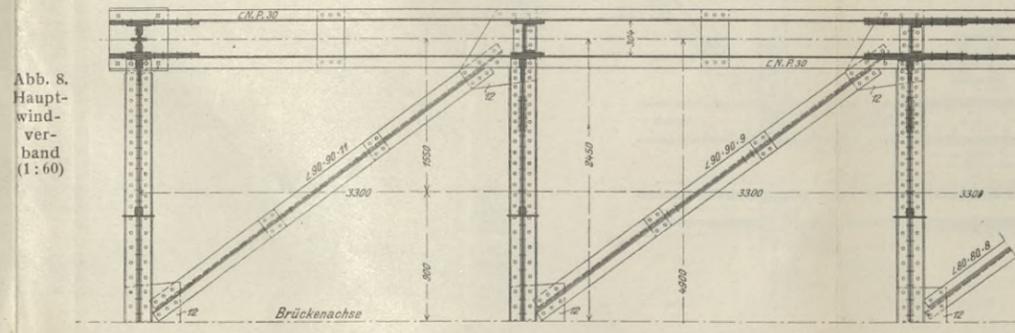


Abb. 8. Hauptwindverband (1:60)

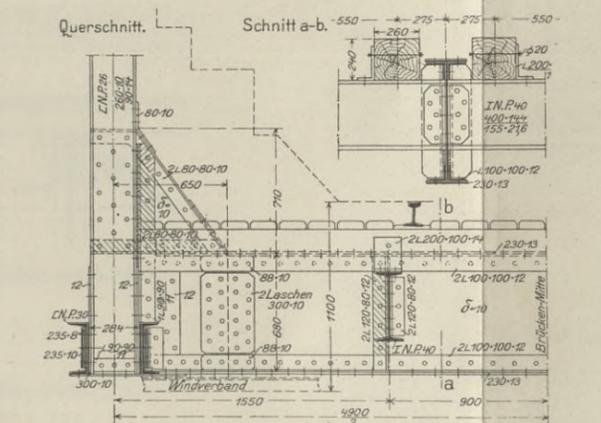
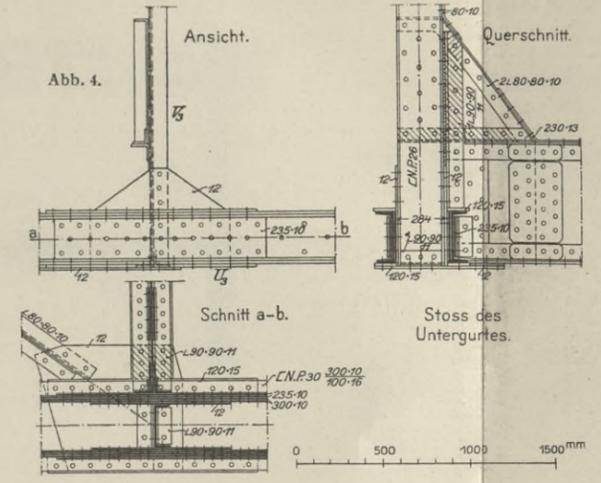


Abb. 5. Quer- und Längsschnitt durch die Brückenbahn.

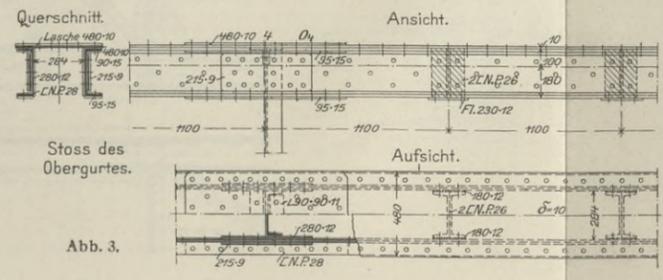


Abb. 3.

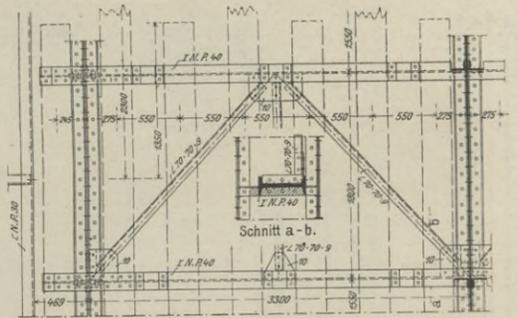


Abb. 7. Verband zwischen den Längsträgern (1:60).

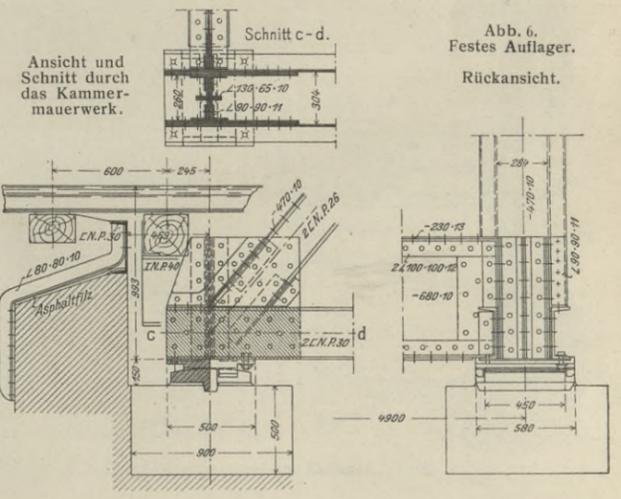


Abb. 6. Festes Auflager. Rückansicht.

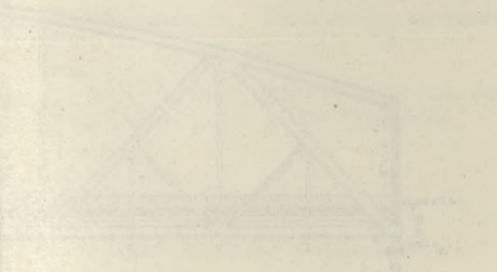


Fig. 1. - Elevation of the building as shown in the plan.



Fig. 2. - Elevation of the building as shown in the plan.

Fig. 3. - Elevation of the building as shown in the plan.

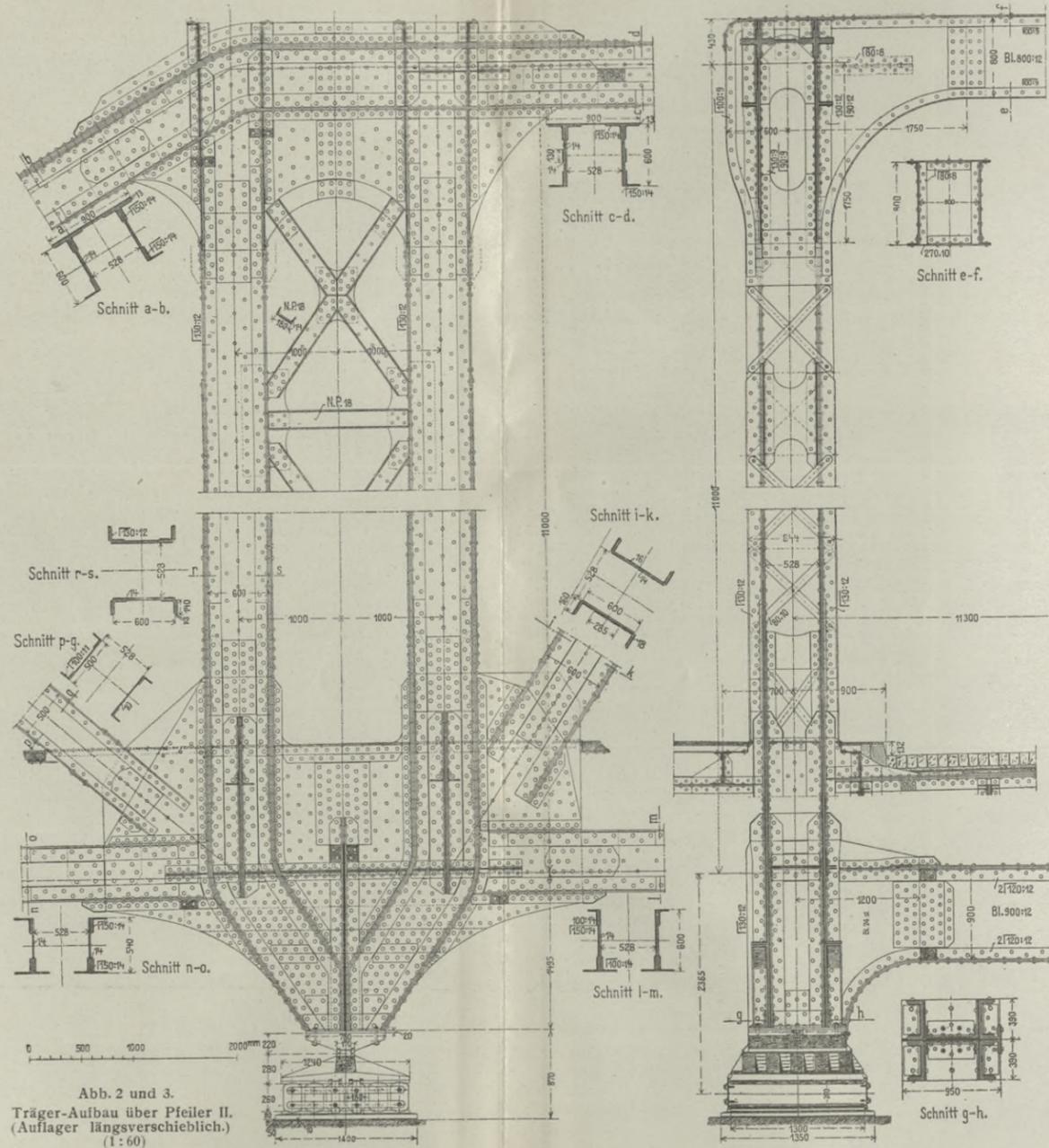


Abb. 4-6. Pendelgelenk
in der Mittelöffnung.
(1:60)

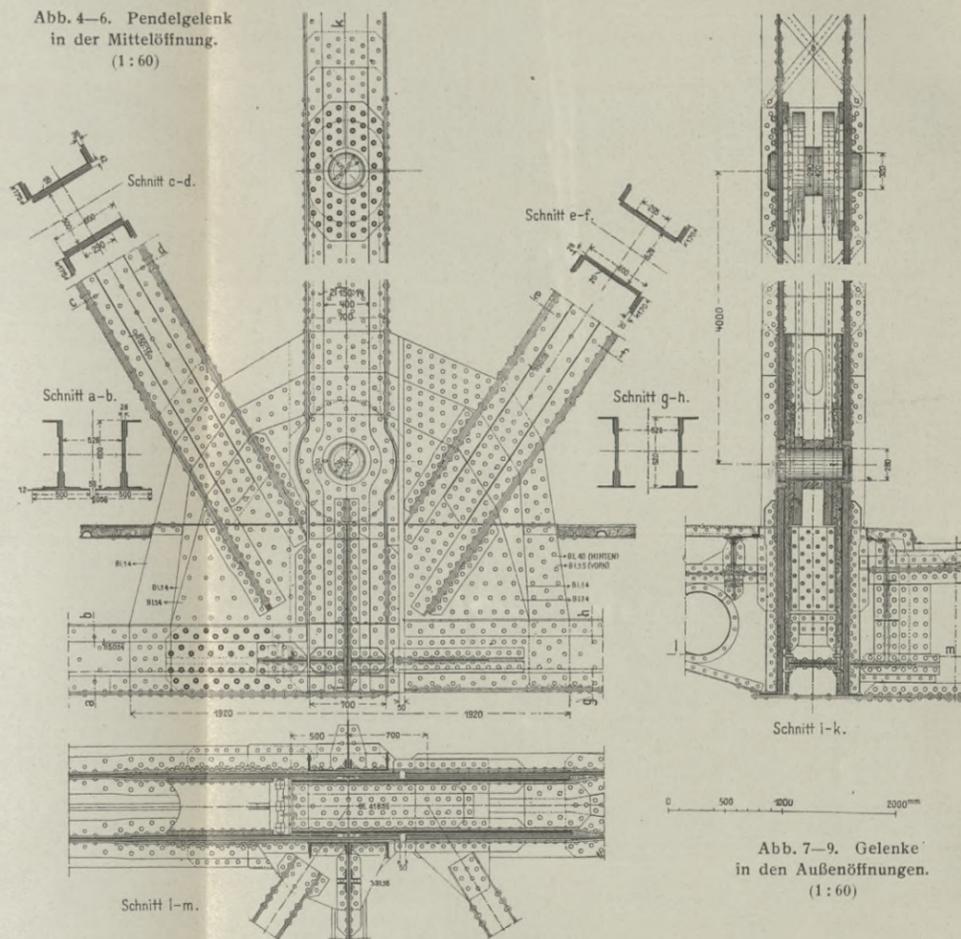


Abb. 7-9. Gelenke
in den Außenöffnungen.
(1:60)

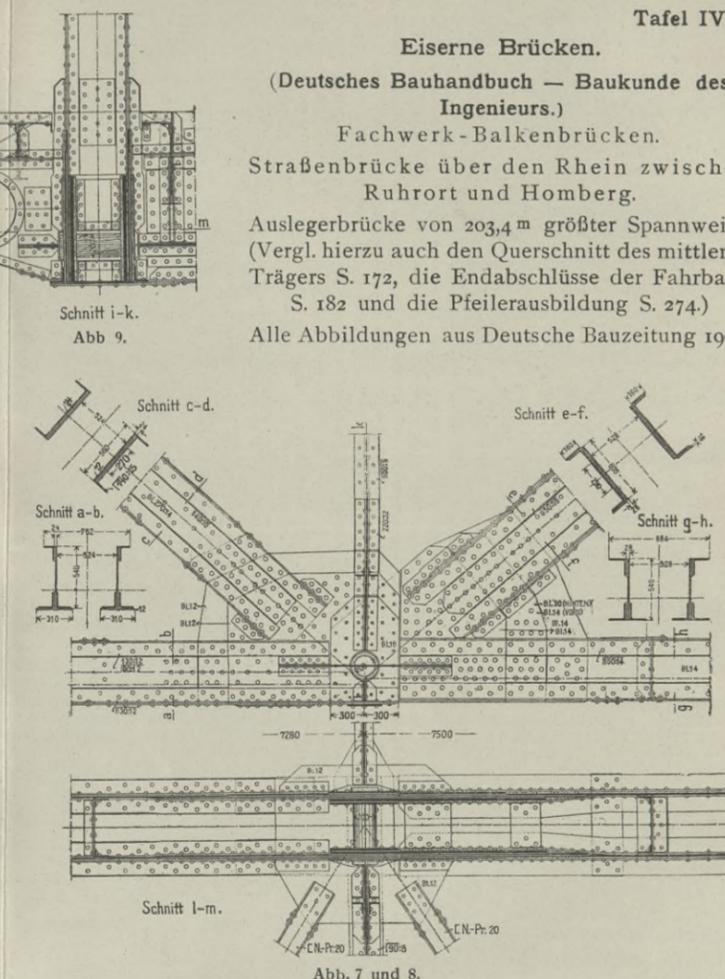
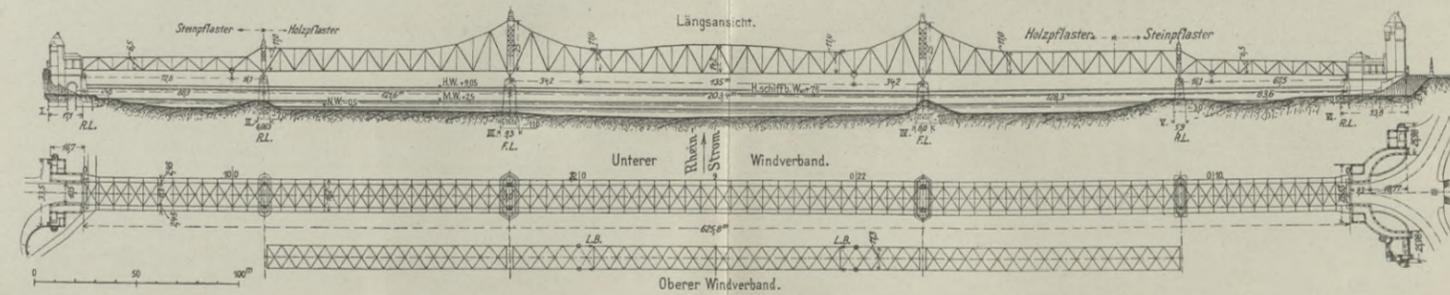


Abb. 1. Uebersichtszeichnung
der Brücke.
Hauptträger-System.
R. L. = Rollen-Lager.
F. L. = Festes Lager.
L. B. = Längsbeweglich.



Tafel IV.
Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)
Fachwerk-Balkenbrücken.
Straßenbrücke über den Rhein zwischen
Ruhrtort und Homberg.
Auslegerbrücke von 203,4 m größter Spannweite.
(Vergl. hierzu auch den Querschnitt des mittleren
Trägers S. 172, die Endabschlüsse der Fahrbahn
S. 182 und die Pfeilerausstellung S. 274.)
Alle Abbildungen aus Deutsche Bauzeitung 1907.

Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)

Vollwandiger Bogen mit Kämpfergelenken.
Einzelheiten der Eisenkonstruktion der Eberts-Brücke, Straßenbrücke über die Spree in Berlin.

Nach: Die Straßenbrücken der Stadt Berlin. Tafel 23, 24.
(Verlag Jul. Springer in Berlin 1902.)

Abb.2. Träger unter der östlichen Bordkante.

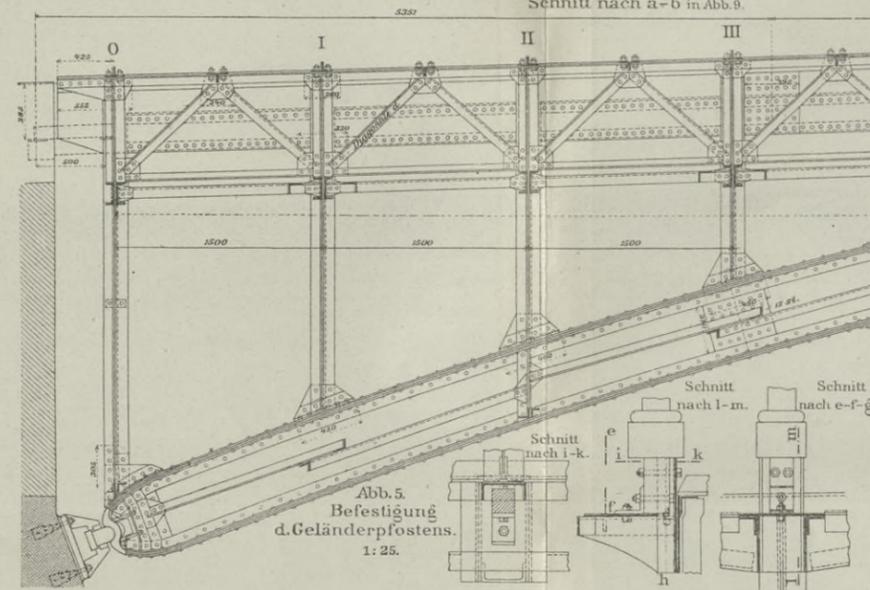


Abb.5. Befestigung d. Geländerpfostens. 1:25.

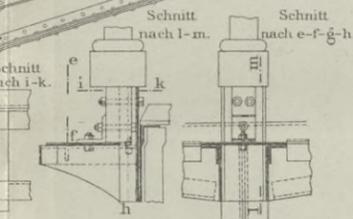


Abb.3. Träger unter der westlichen Bordkante.

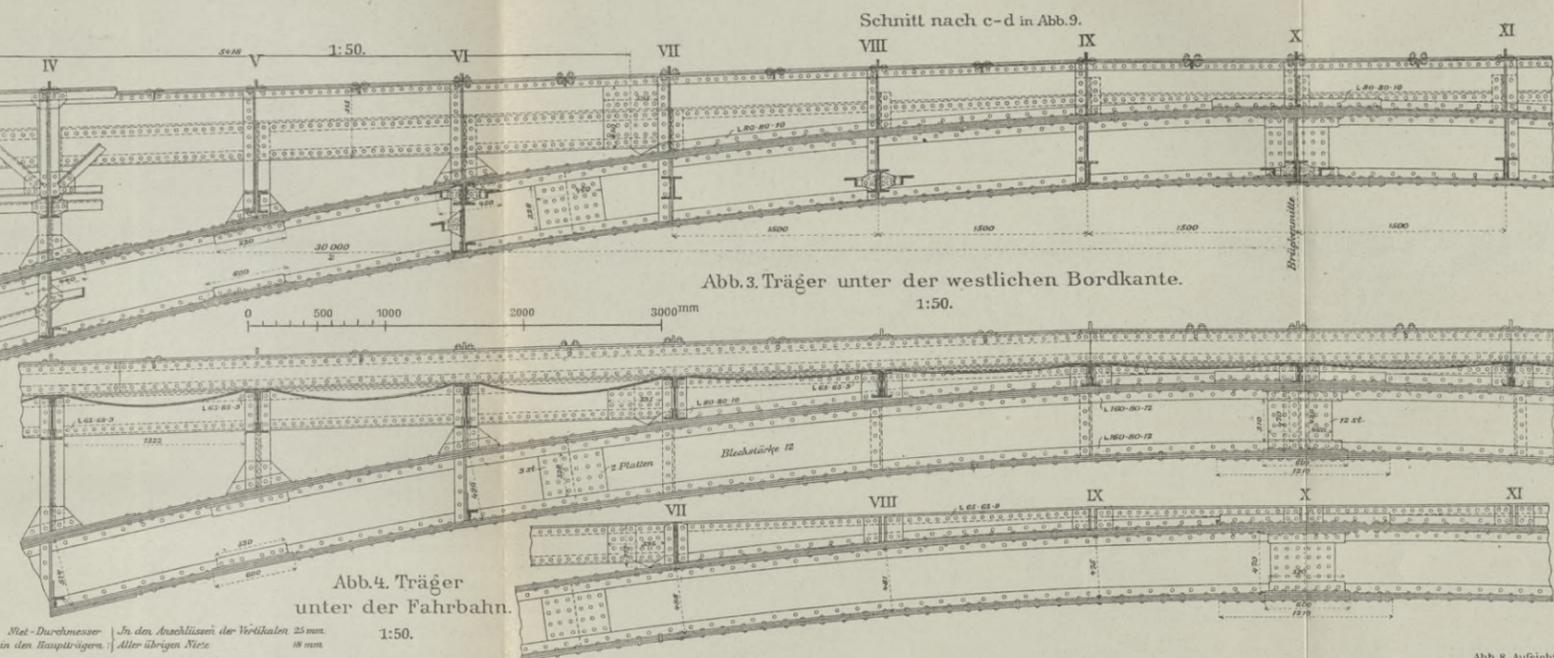


Abb.4. Träger unter der Fahrbahn. 1:50.

Met.-Durchmesser In den Anschlüssen der Vertikalen 25 mm
in den Hauptträgern 18 mm

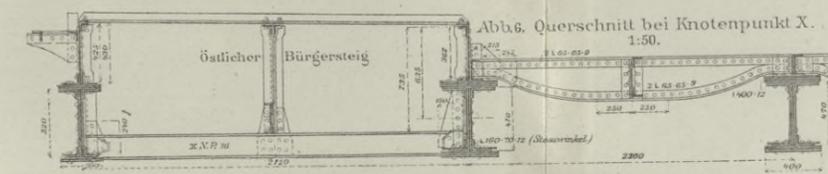


Abb.6. Querschnitt bei Knotenpunkt X. 1:50.

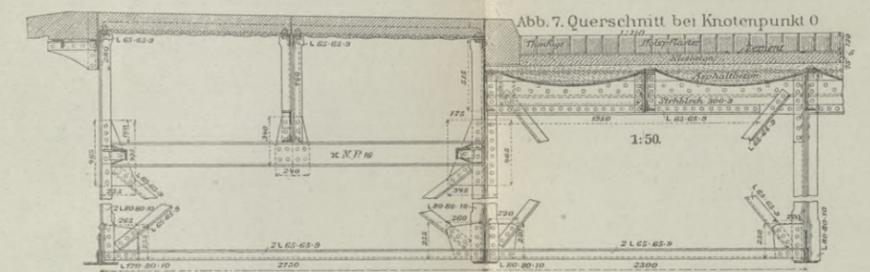


Abb.7. Querschnitt bei Knotenpunkt 0. 1:50.

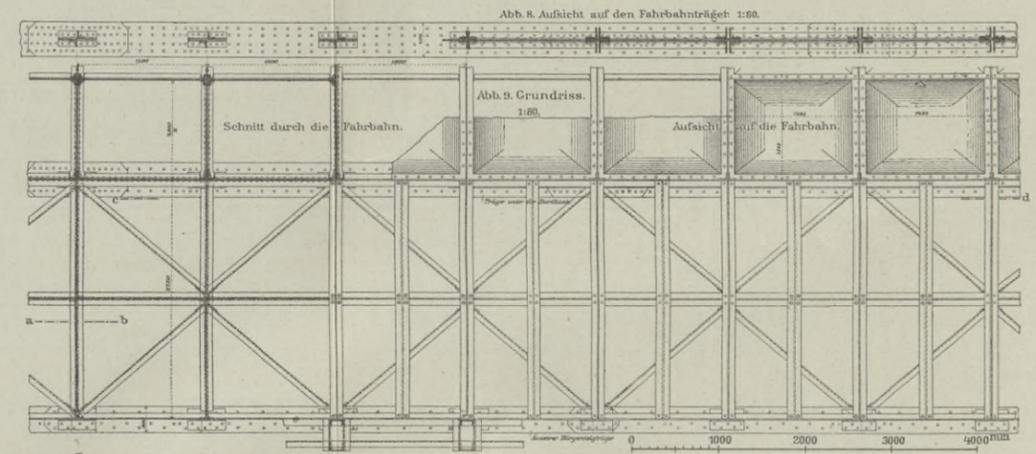


Abb.8. Aufsicht auf den Fahrbanträger 1:80.

Abb.9. Grundriss. 1:80.

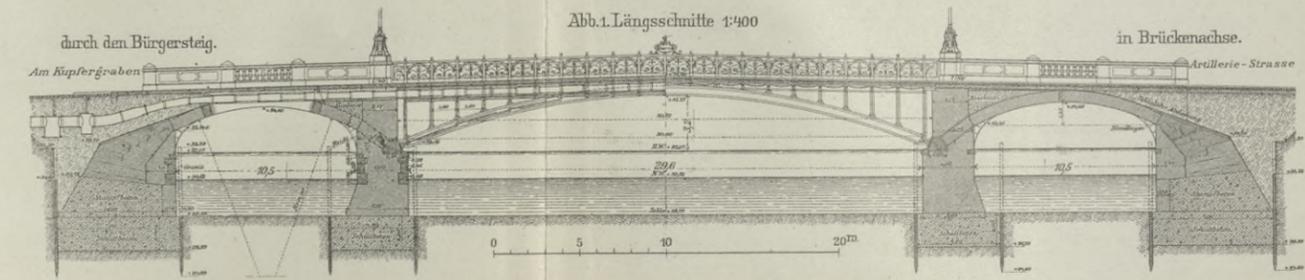


Abb.1. Längsschnitte 1:400

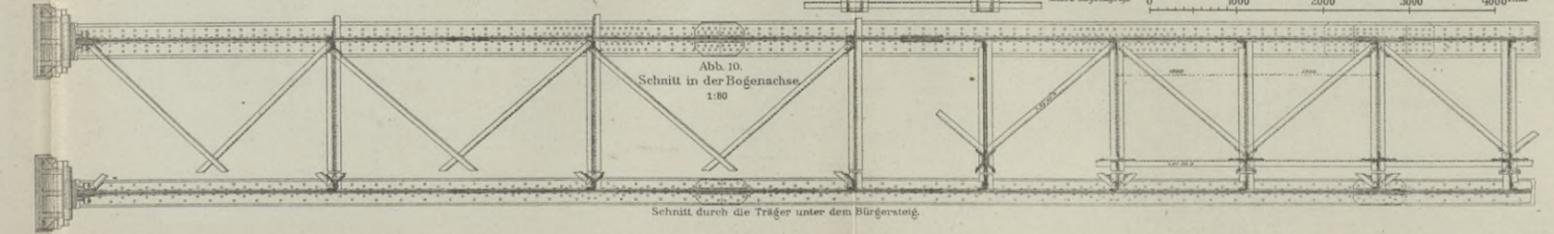


Abb.10. Schnitt in der Bogenachse. 1:80.

Abb. 4. Hauptträger der Mittelöffnung am Auflager. Ansicht und Schnitte. (1:85)

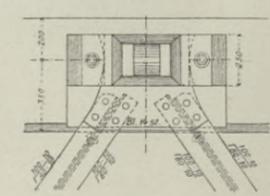
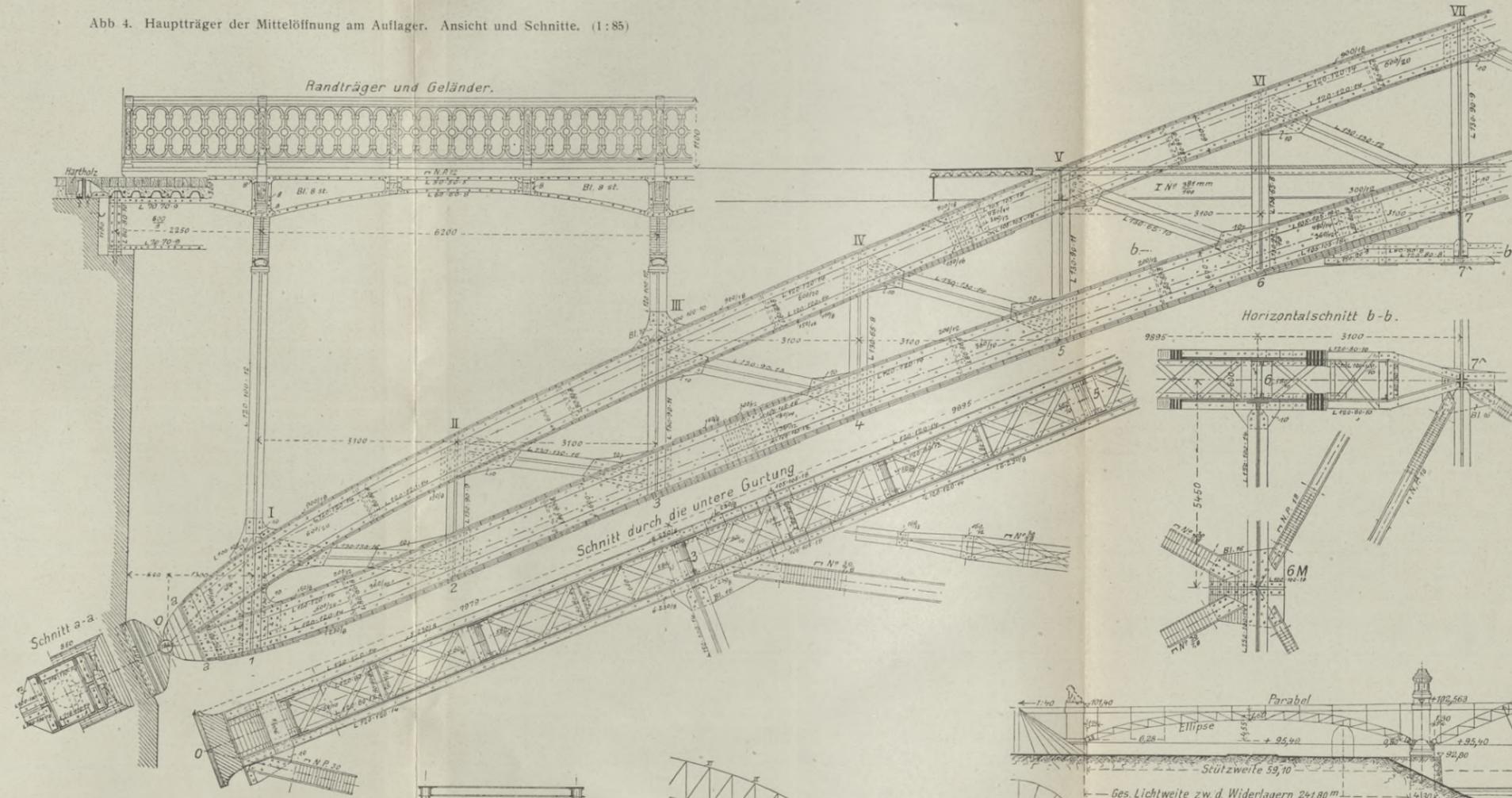


Abb. 5 (links).
Anschluß des
Windverbandes
an das Lager.

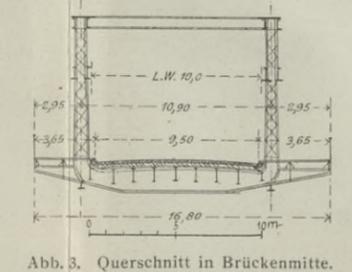


Abb. 8. System der Windverstrebung.

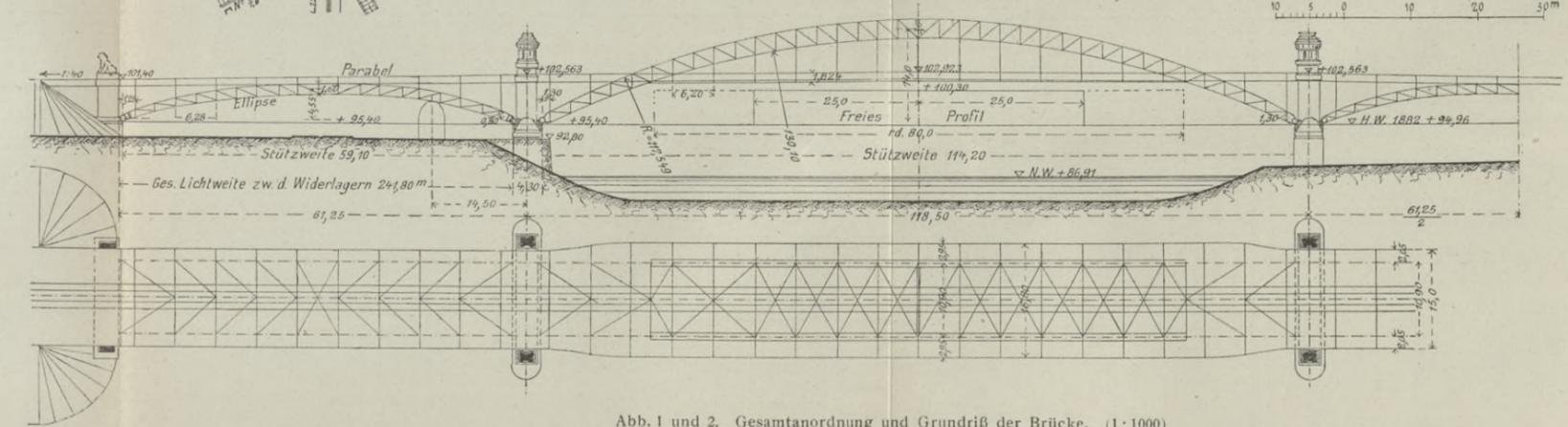


Abb. 1 und 2. Gesamtanordnung und Grundriß der Brücke. (1:1000)

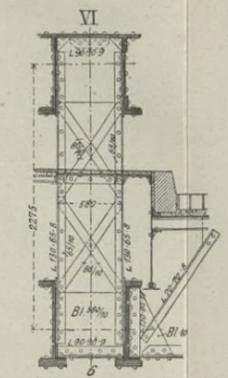


Abb. 7.
Vertikalschnitt
durch VI-6. (1:60)

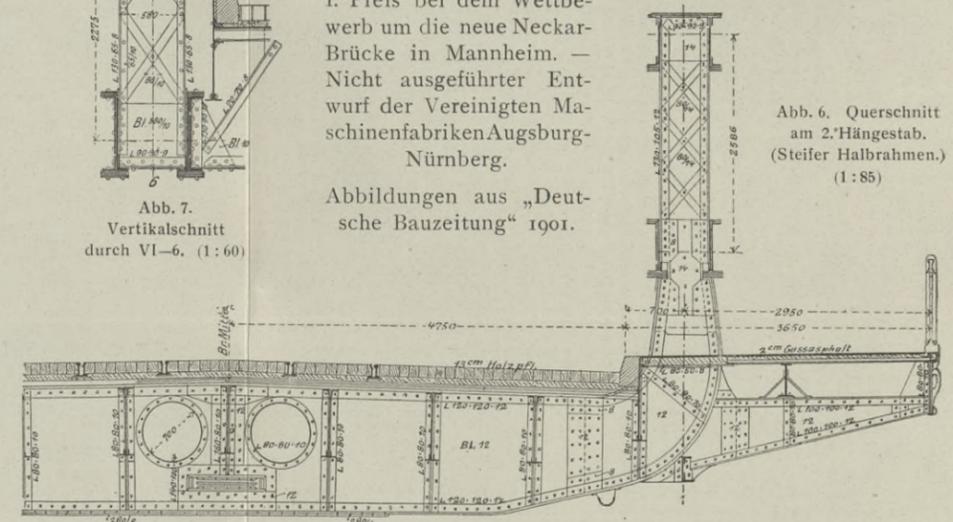


Abb. 6. Querschnitt
am 2. Hängestab.
(Steifer Halbrahmen.)
(1:85)

Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)
Fachwerks-Bogen.

I. Preis bei dem Wettbewerb um die neue Neckarbrücke in Mannheim. — Nicht ausgeführter Entwurf der Vereinigten Maschinenfabriken Augsburg-Nürnberg.

Abbildungen aus „Deutsche Bauzeitung“ 1901.

Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des
Ingenieurs.)

Bogenbrücken (Portalbogen).
Eisenbahnbrücke über den Neckar bei
Heidelberg.

(Für Vollspur- und Kleinbahn.)
Sämtliche Abbildungen aus „Deutsche Bau-
zeitung“ 1907.

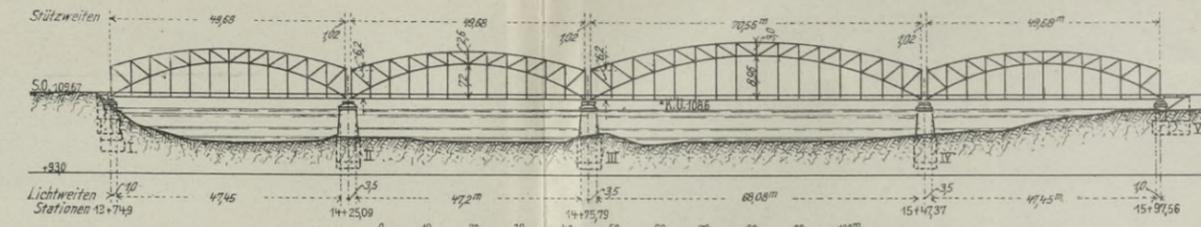


Abb. 1. Uebersicht des eisernen Ueberbaues.

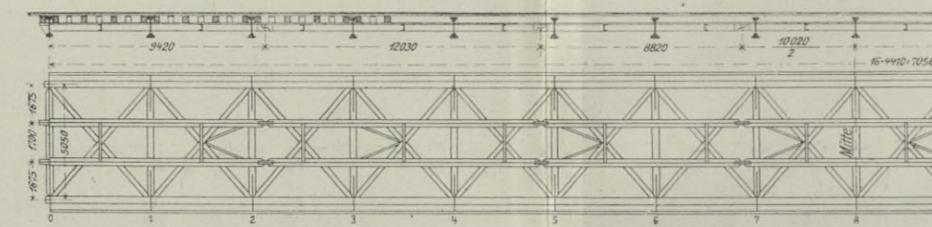


Abb. 2 (links).
Uebersicht der Fahrbahn-
Konstruktion mit dem
Windverband.

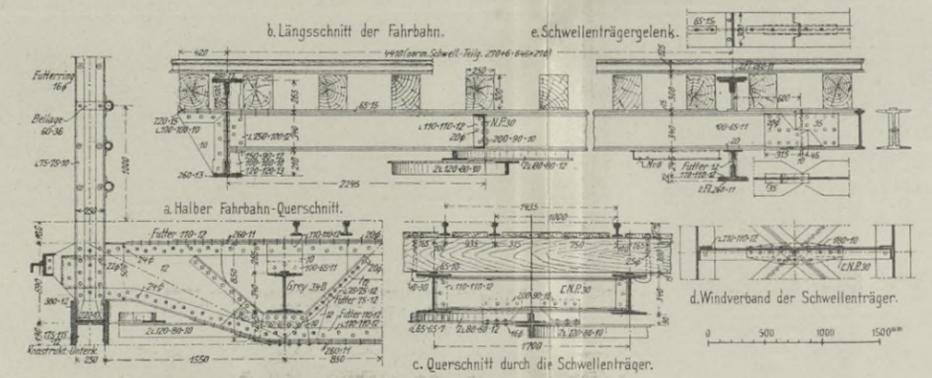


Abb. 3 (rechts).
Einwirkung des
Windes auf die
Querrahmen.

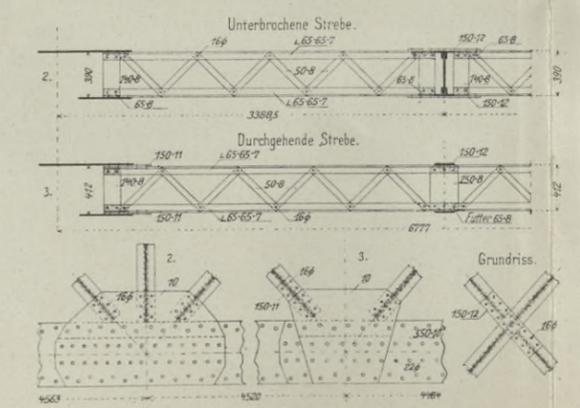


Abb. 4 (links).
Einzelheiten
der Fahrbahn.

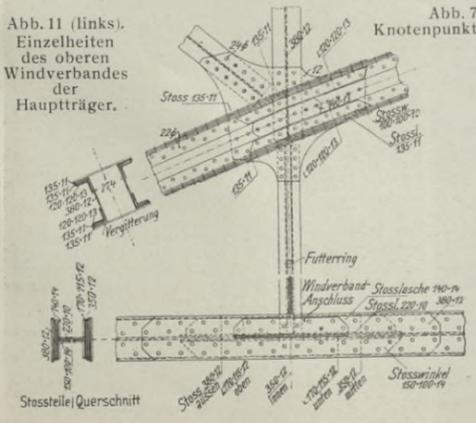


Abb. 5 und 6 (rechts)
Endrahmen in Vorder- und
Seitenansicht.



Abb. 7 (links).
Knotenpunkt bei Pfosten 2.

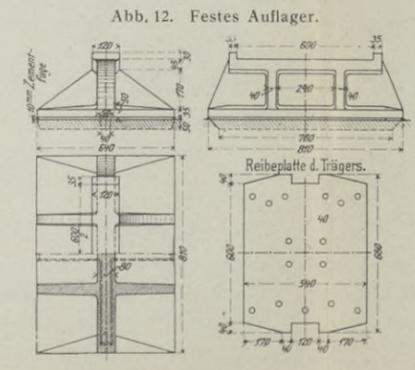


Abb. 8. Knotenpunkt bei Pfosten 6.

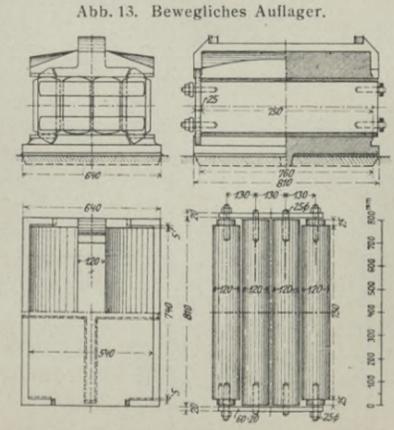


Abb. 9. Knotenpunkt in der großen Öffnung
in der Mitte (Pfosten 8).

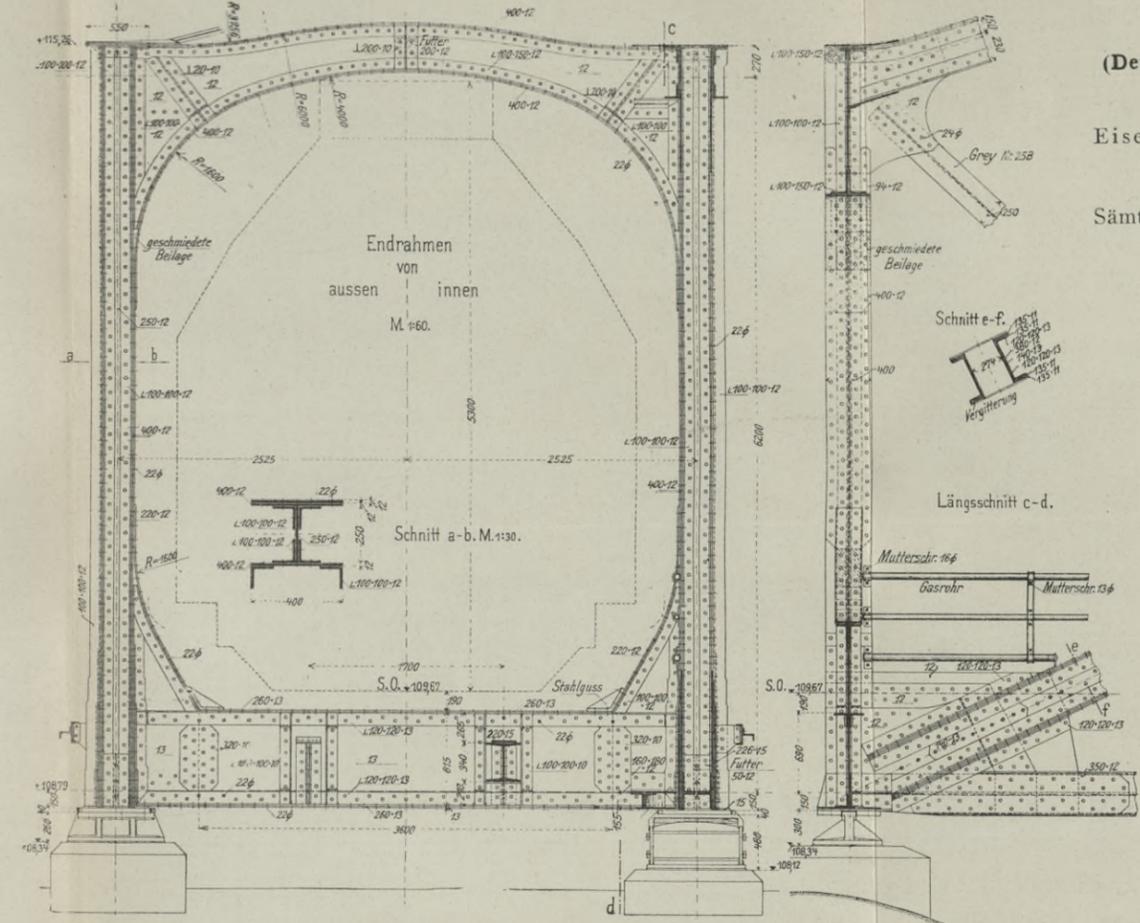


Abb. 10. Abmessungen für Gurtung und
Füllstäbe in der Schiffsöffnungsöffnung.

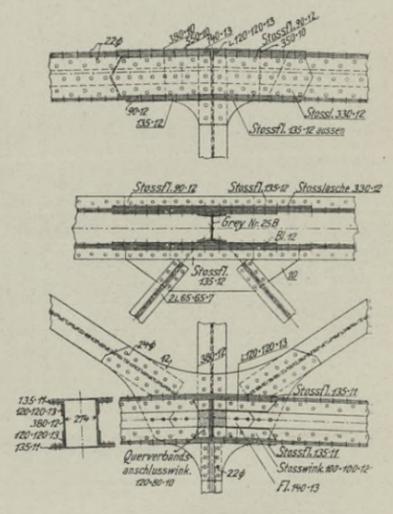


Abb. 11 (links).
Einzelheiten
des oberen
Windverbandes
der
Hauptträger.

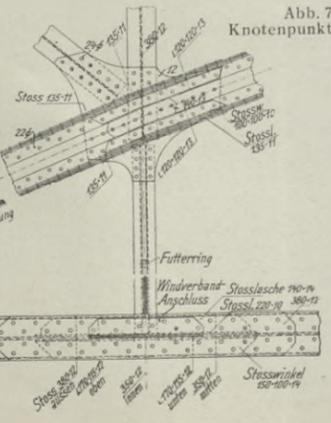


Abb. 12. Festes Auflager.

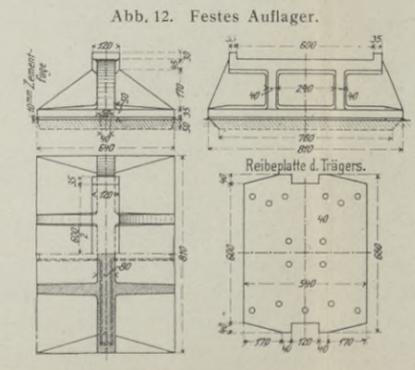
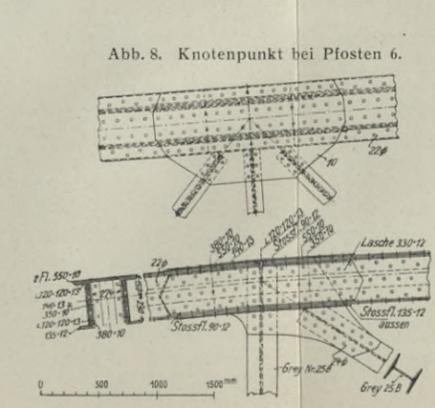


Abb. 13. Bewegliches Auflager.



Stossteile Querschnitt

Table with technical specifications for various steel components, including grades (e.g., St 37, St 45), dimensions, and mechanical properties like yield strength (fy) and tensile strength (ft).

Eiserne Brücken.

(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)
Kämpferbogen mit anschließendem Fachwerkbalken.
Brücke über die Havel bei Pichelsdorf im Zuge der
Döberitzer Heerstraße.

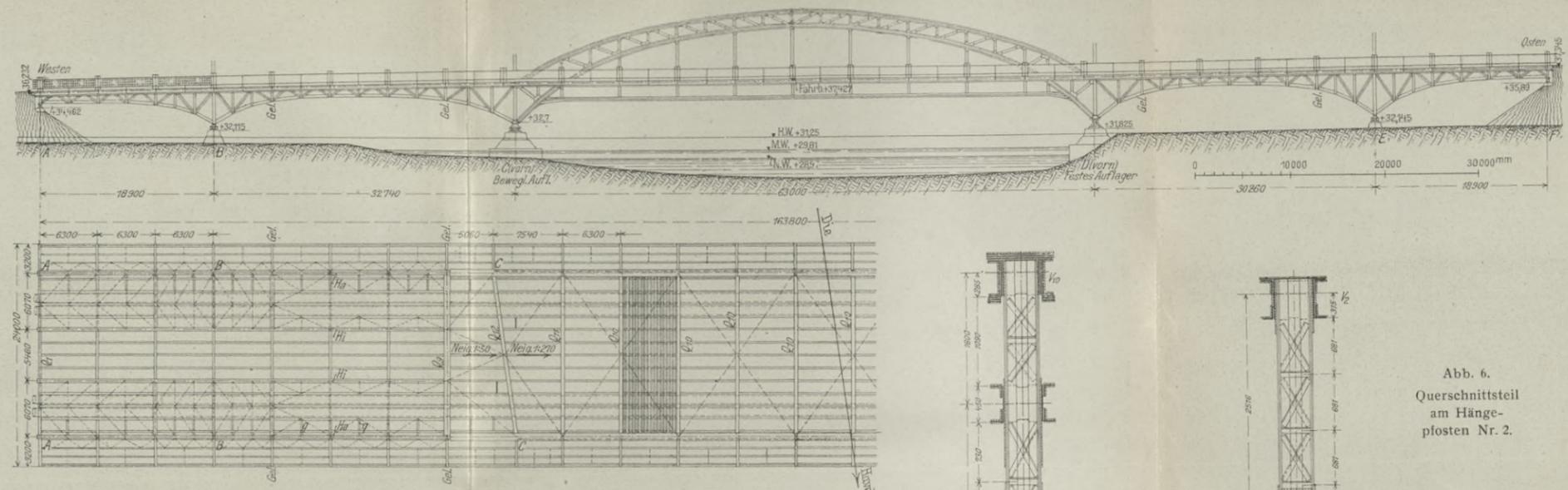


Abb. 2 und 3. Gesamtansicht der Brücke und halber Grundriß der Fahrbahnkonstruktion.

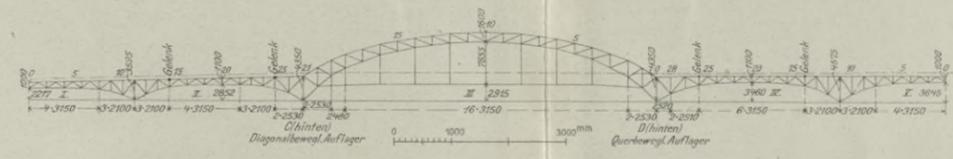


Abb. 1. Tragwerks-Anordnung.

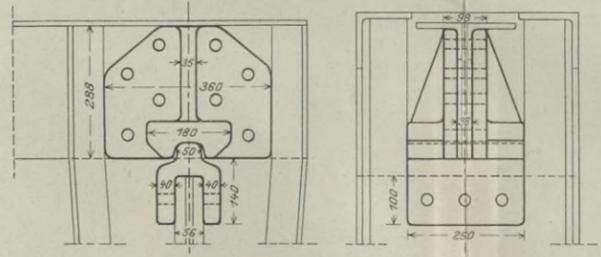


Abb. 7. Gelenk zwischen Kragarm der Hauptöffnung und eingehängtem Mittelstück der Seitenöffnung.

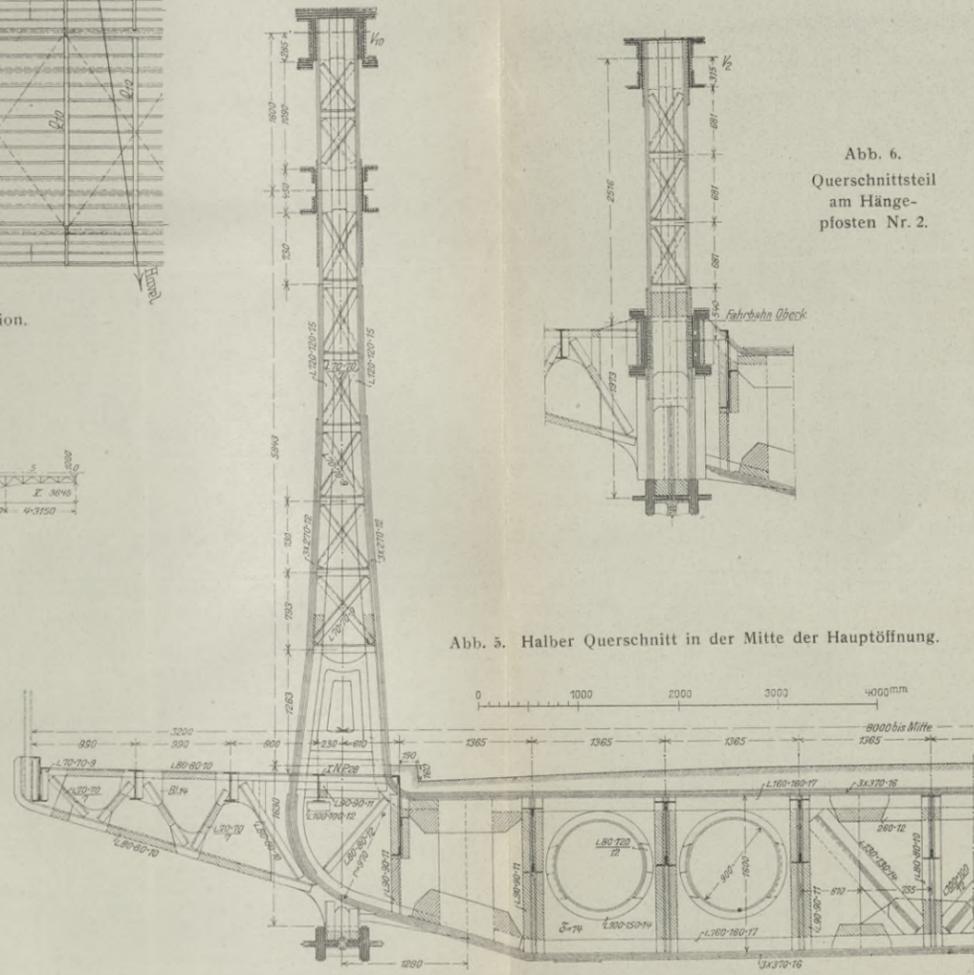


Abb. 5. Halber Querschnitt in der Mitte der Hauptöffnung.

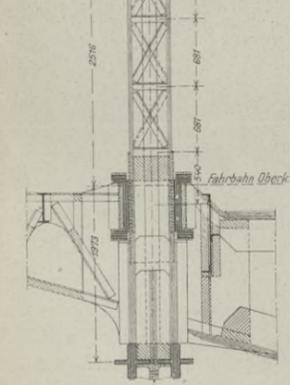


Abb. 6. Querschnittsteil am Hängepfosten Nr. 2.

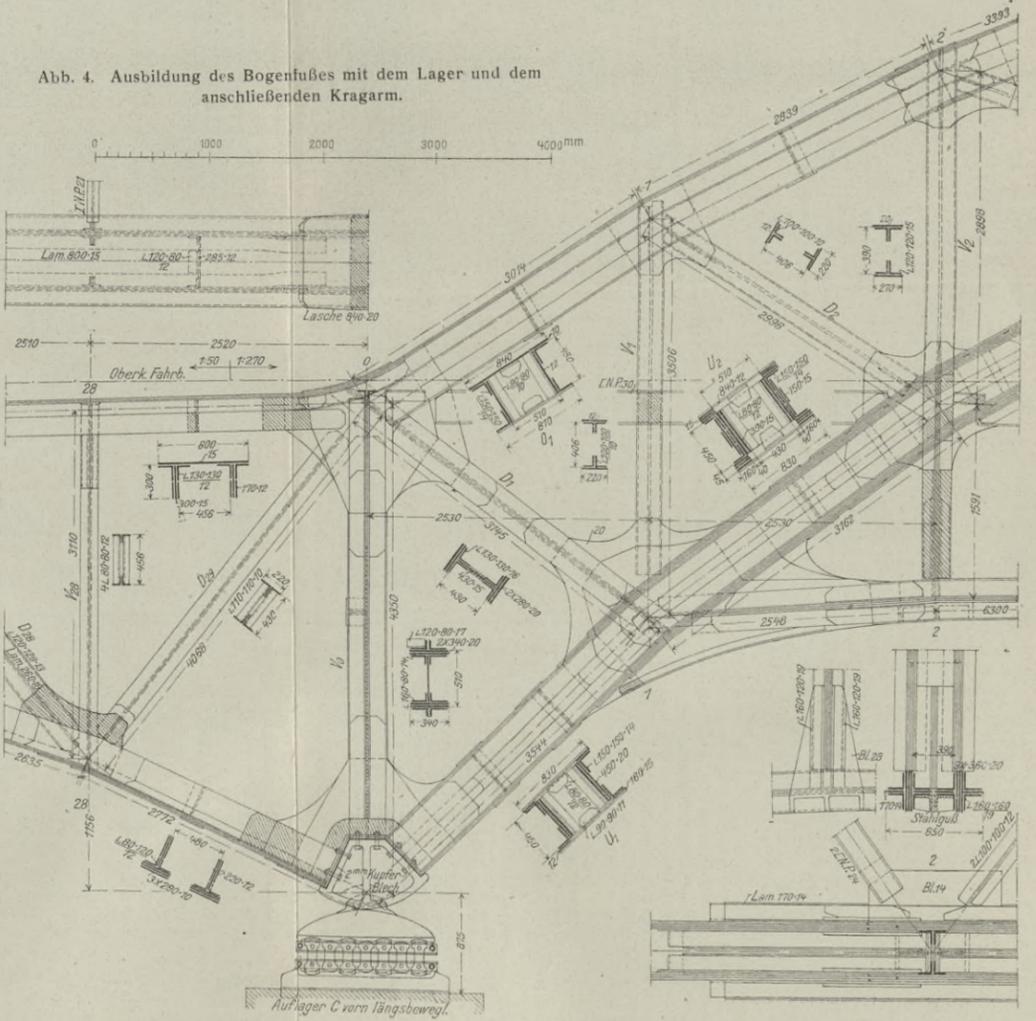


Abb. 4. Ausbildung des Bogenfußes mit dem Lager und dem anschließenden Kragarm.

Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des Ingenieurs.)
Hängebrücken.

Einzelheiten der Elisabeth-
Brücke in Budapest.

Alle Abbildungen aus
D. B. Z. 1904.

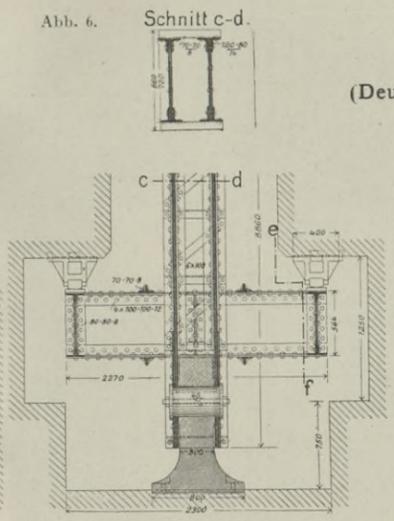
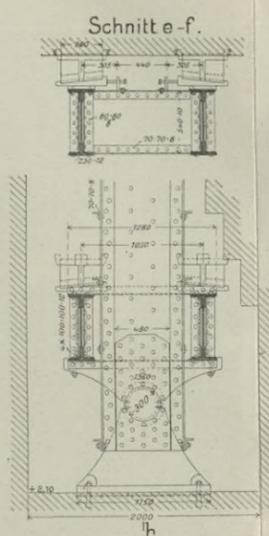
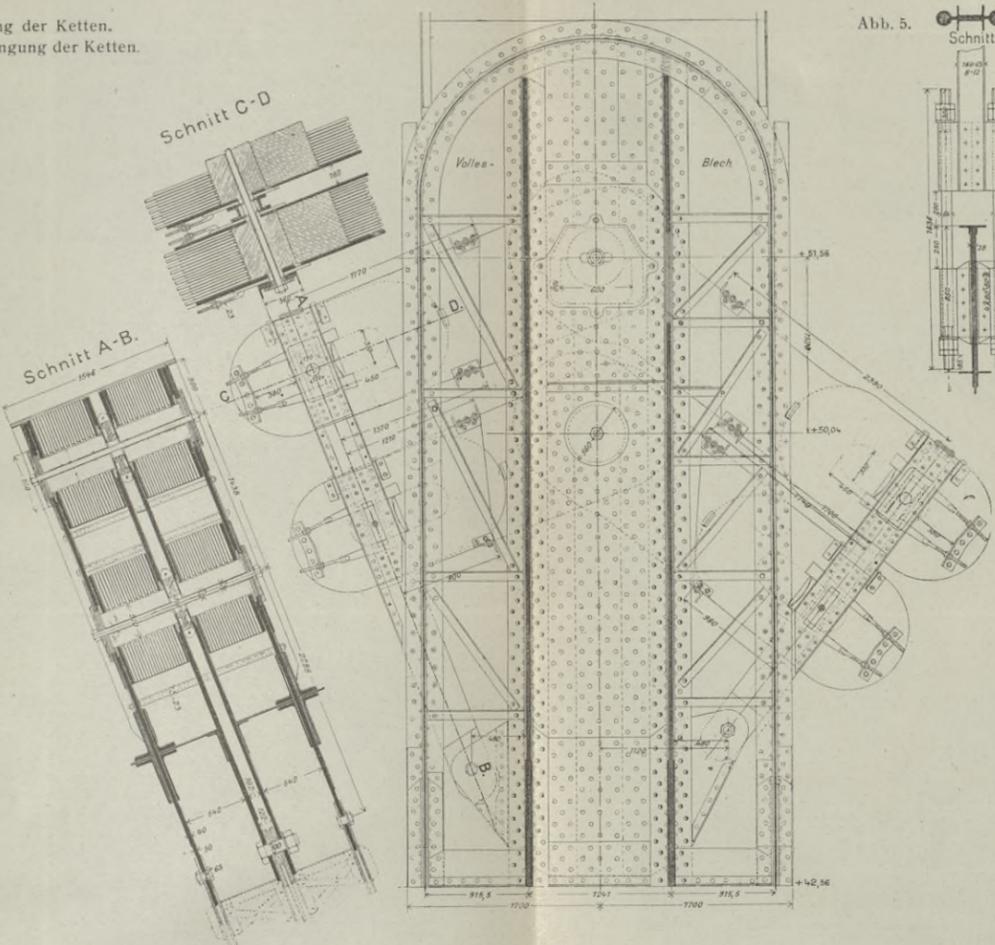
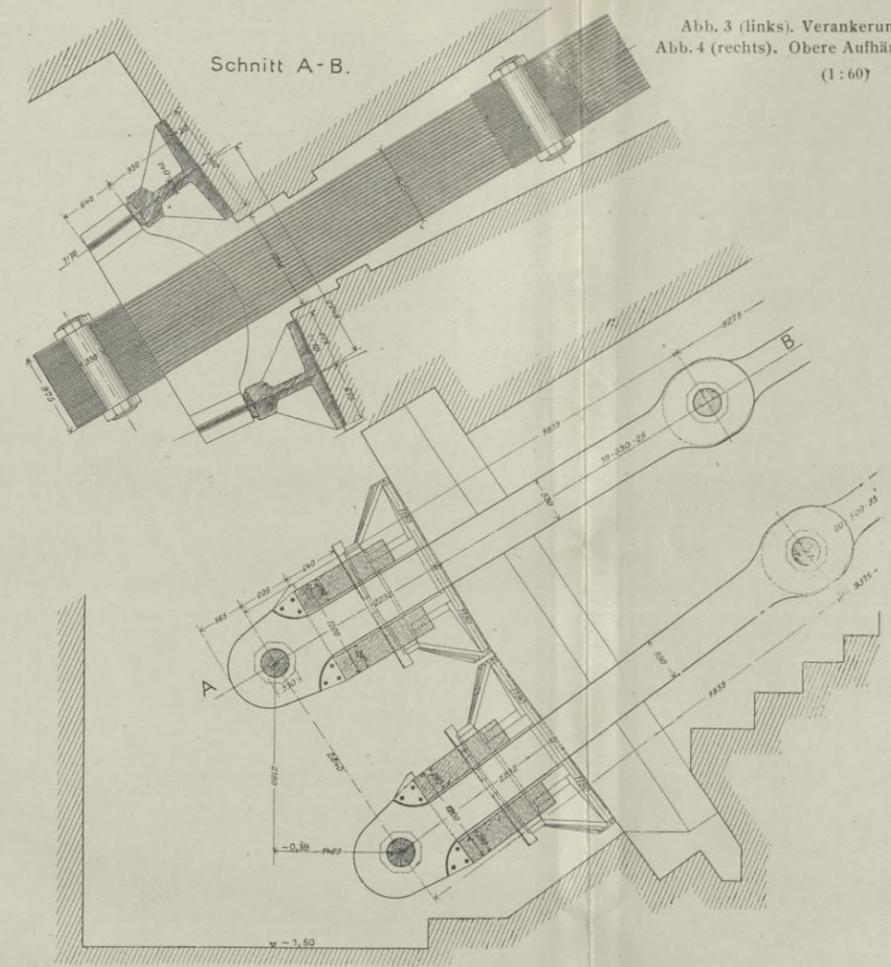
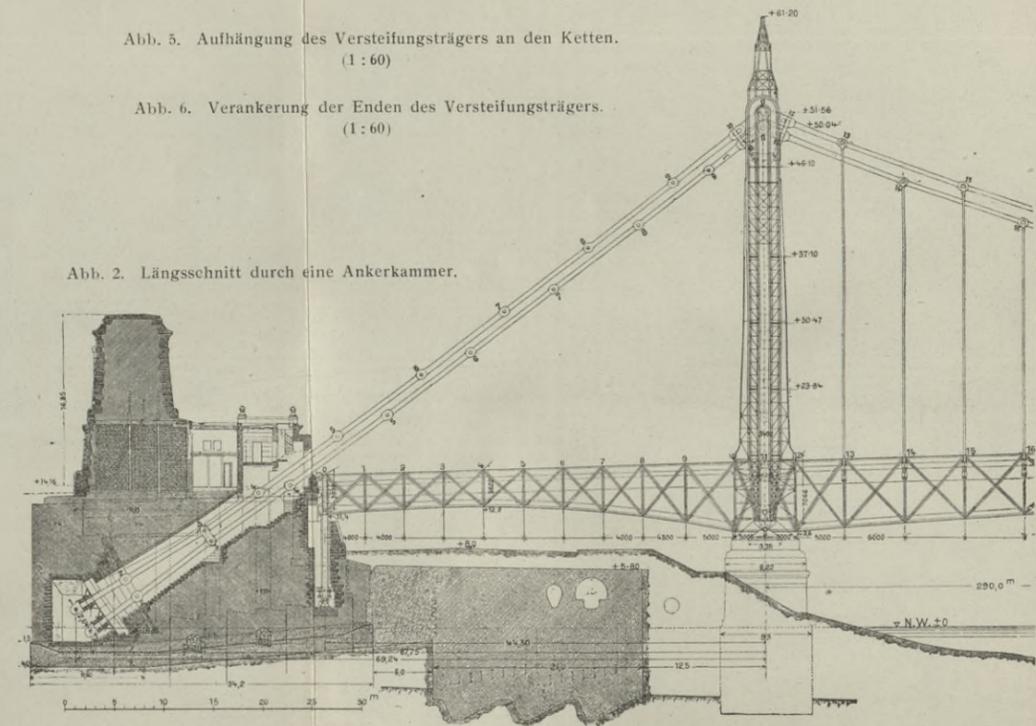
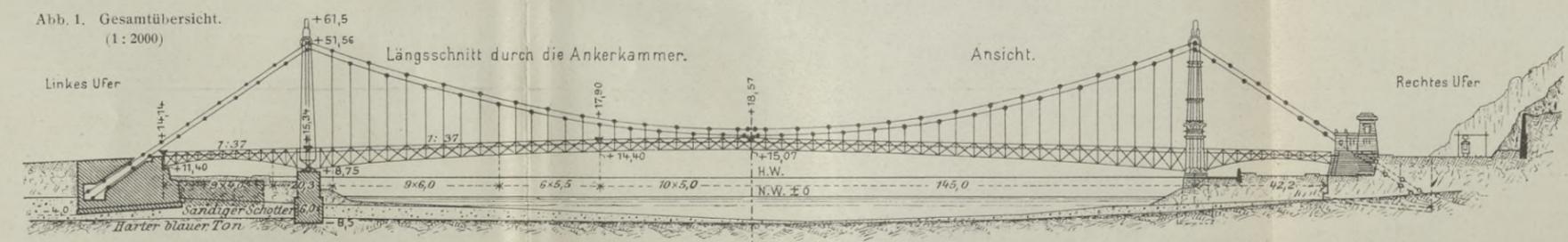


Abb. 5. Aufhängung des Verstärkungsträgers an den Ketten.
(1:60)

Abb. 6. Verankerung der Enden des Verstärkungsträgers.
(1:60)



Eiserne Brücken.
(Deutsches Bauhandbuch — Baukunde des
Ingenieurs.)
Hängebrücken.
Kaiser-Brücke in Breslau.
(Versteifte Kettenbrücke.)

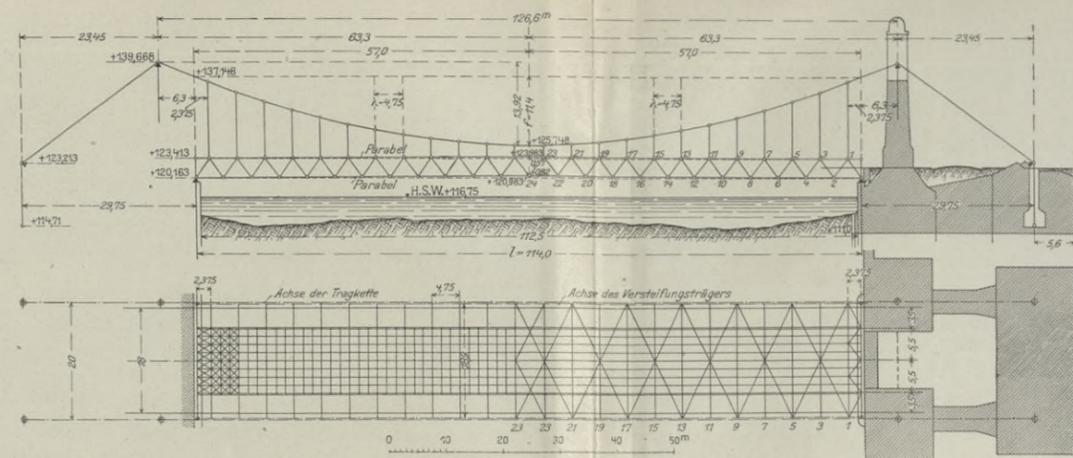


Abb. 1 und 2. Allgemeine Anordnung des Tragwerkes der Brücke.

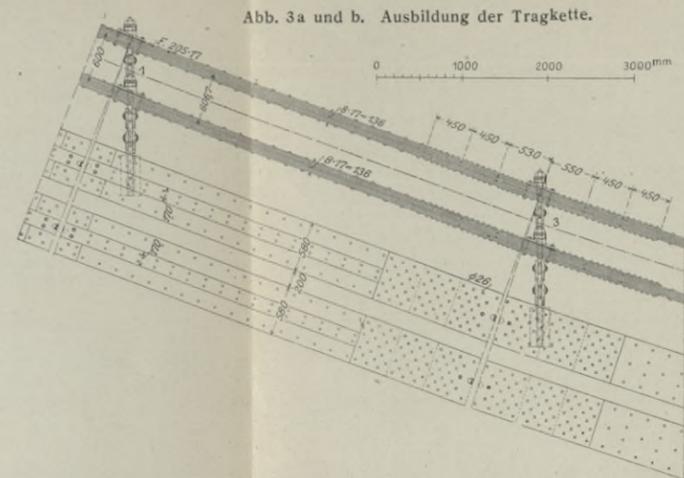


Abb. 3a und b. Ausbildung der Tragkette.

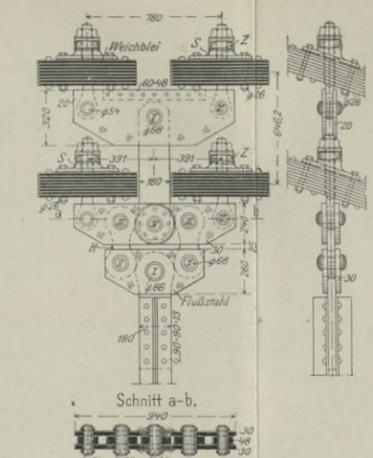


Abb. 4. Befestigung der Hängestangen an den Kettengurten.

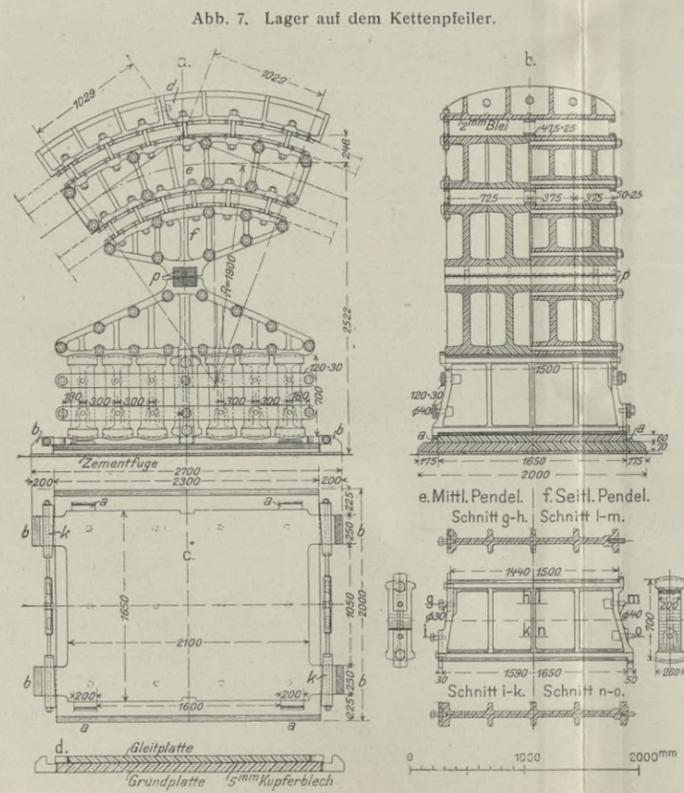


Abb. 7. Lager auf dem Kettenpfeiler.

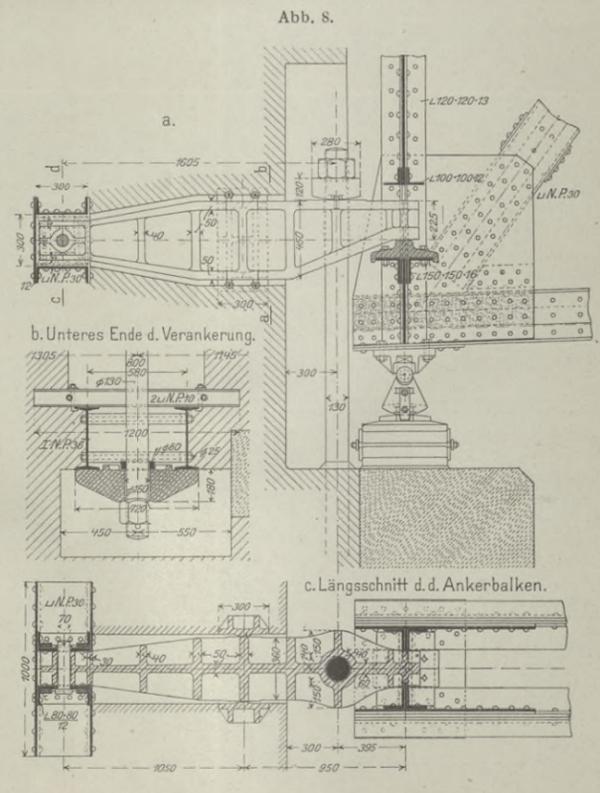


Abb. 8 und 9. Verankerung des beweglichen Auflagers der Versteifungsträger.

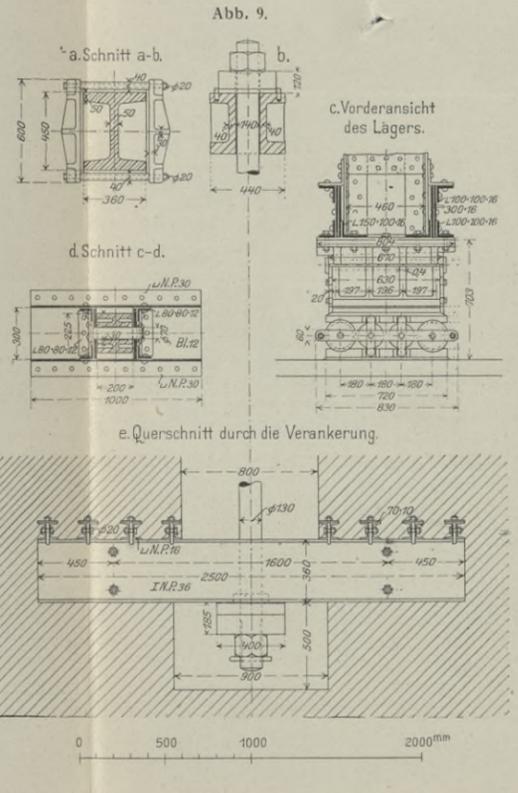


Abb. 9.

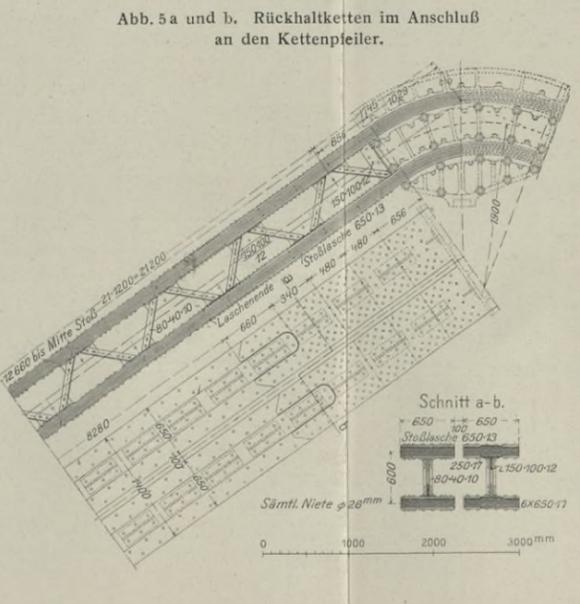


Abb. 5a und b. Rückhaltketten im Anschluß an den Kettenpfeiler.

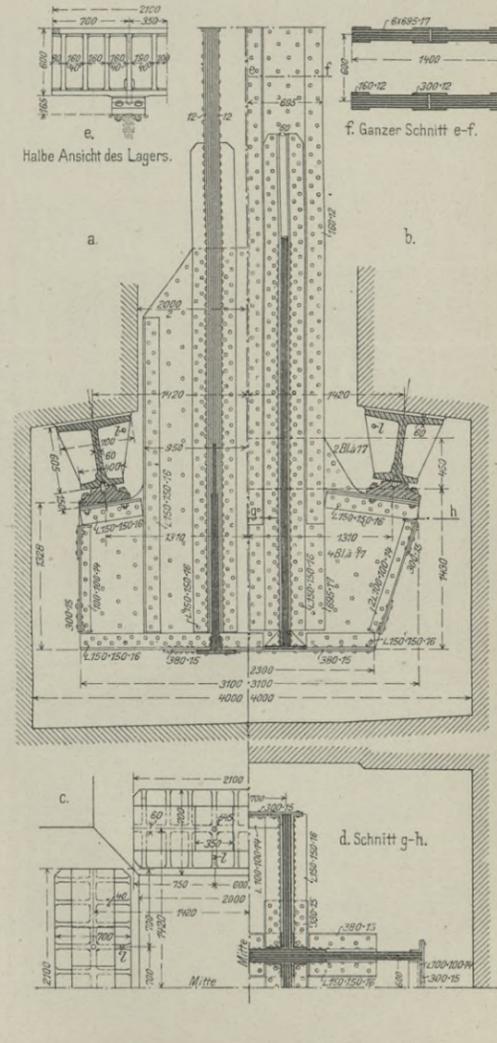


Abb. 6 (rechts). Verankerung des Kettengurtes (zwei verschiedene Ansichten).

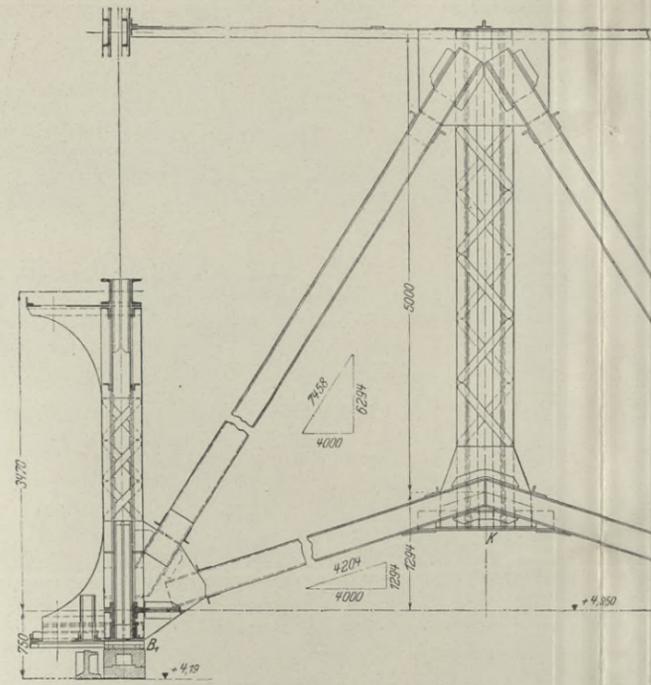


Abb. 9. Königsstuhl-Querträger zu Abb. 10. (1:75)

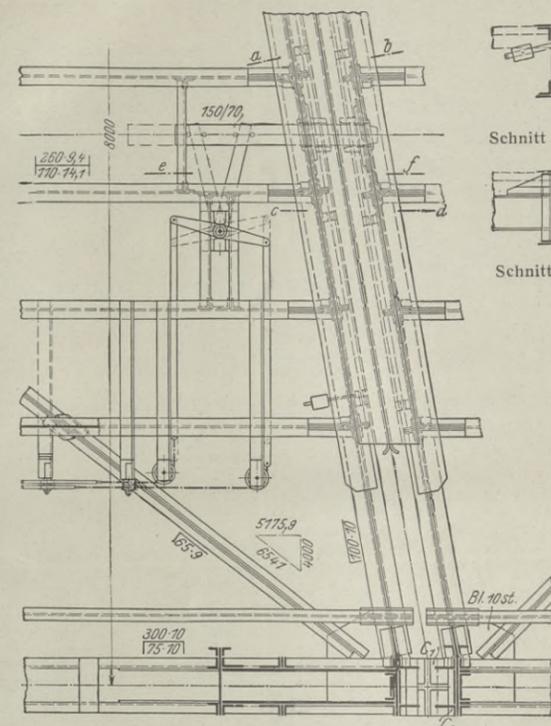


Abb. 5. Grundriß am Mittelstoß mit Spaltdichtung und Verriegelung.

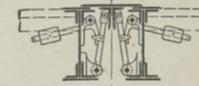


Abb. 6. Schnitt a-b zu Abb. 5.



Abb. 7. Schnitt c-d zu Abb. 5.

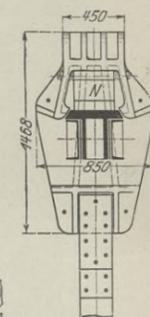


Abb. 11 (links). Verankerung der Hauptträger. (Schnitt zu Abb. 12.)

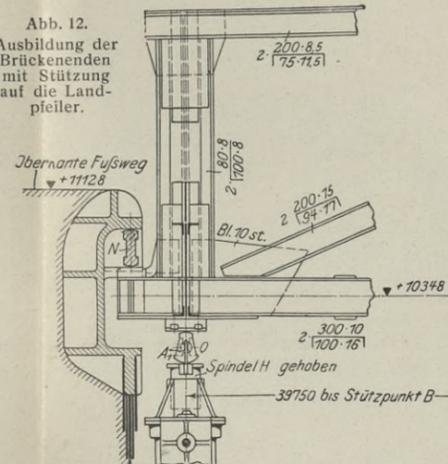


Abb. 12. Ausbildung der Brückenkenden mit Stützung auf die Landpfeiler.



Abb. 8. Verriegelung des Mittelstoßes (Schnitt e-f Abb. 5).

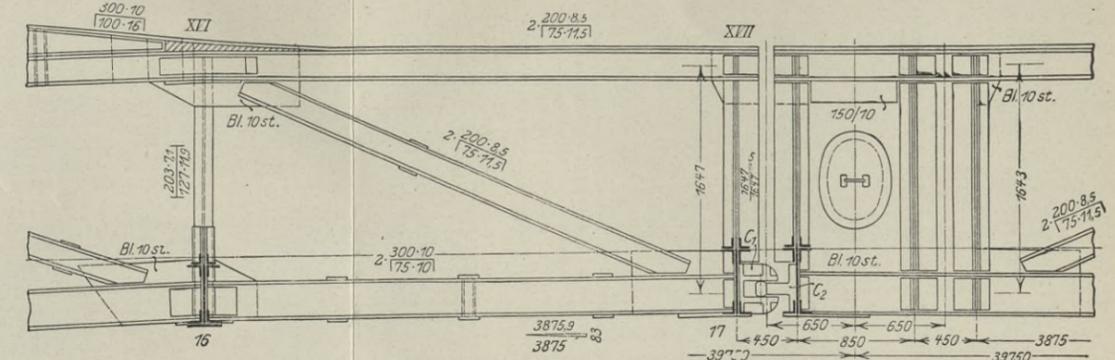


Abb. 4. Hauptträger in Brückenmitte mit Mittelstoß.

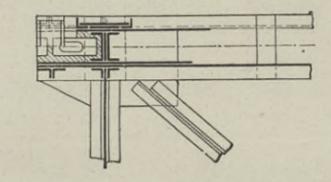


Abb. 13. Grundriß zu Abb. 12.

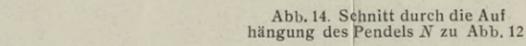


Abb. 14. Schnitt durch die Aufhängung des Pendels N zu Abb. 12

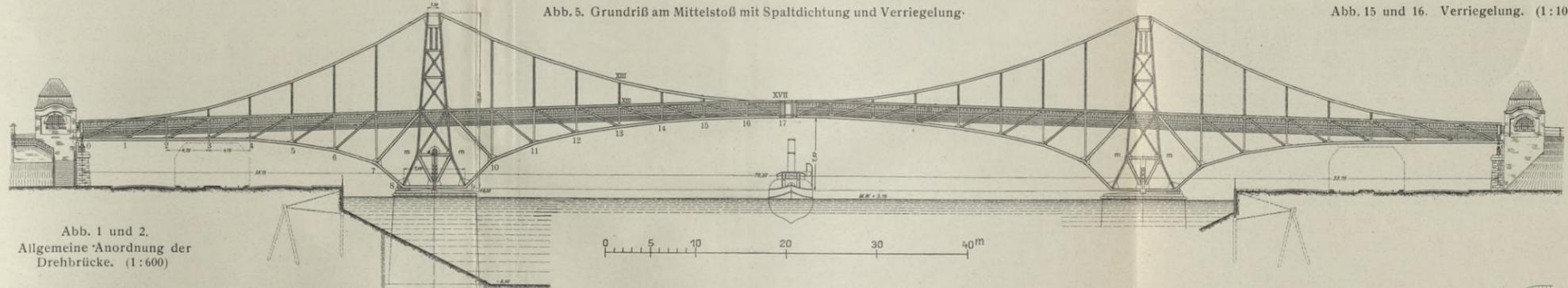
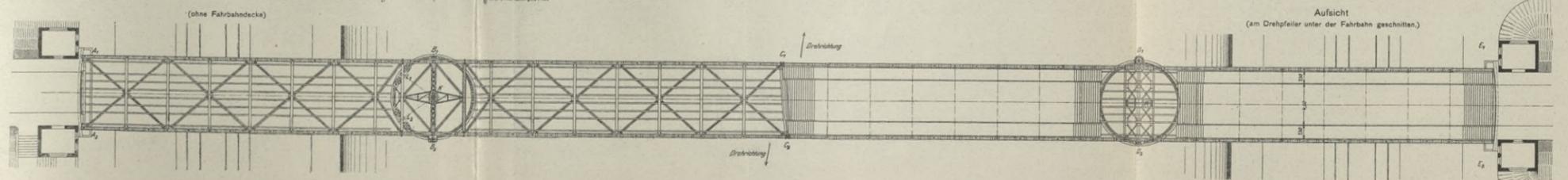


Abb. 1 und 2. Allgemeine Anordnung der Drehbrücke. (1:600)



Aufsicht (am Drehpfeiler unter der Fahrbahn geschnitten.)

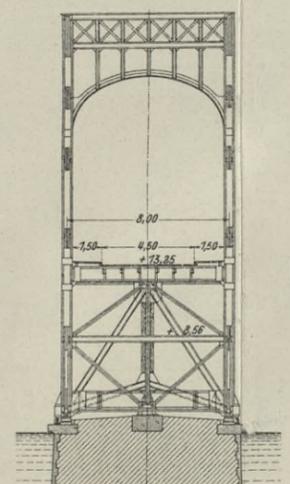


Abb. 3. Querschnitt über dem Pfeiler.

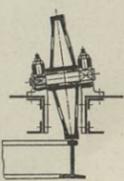


Abb. 15. Laufrolle

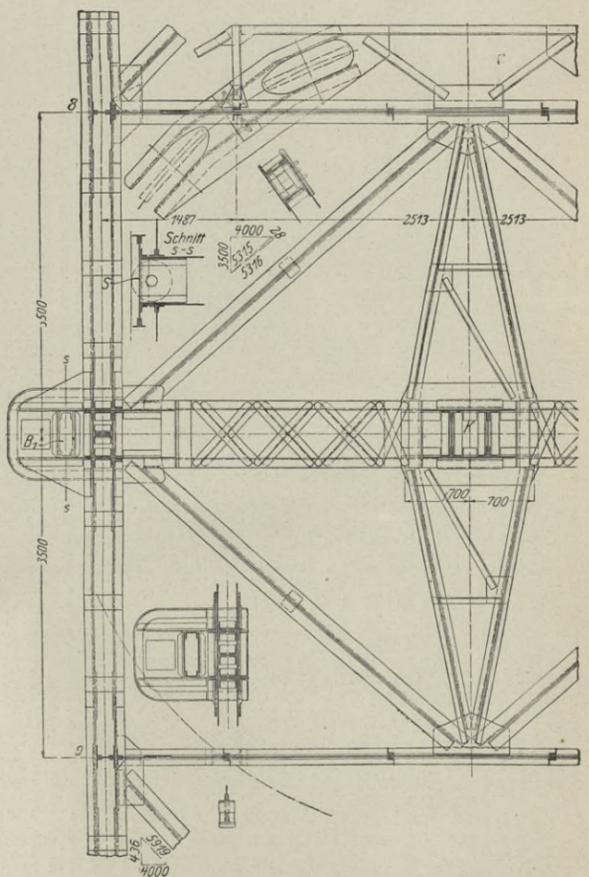


Abb. 10. Grundriß über dem Drehpfeiler. (1:75)

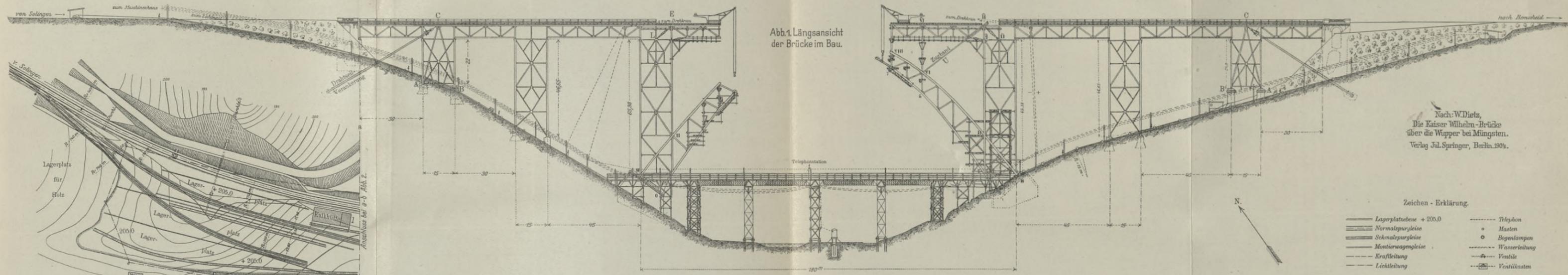


Abb. 1. Längsansicht der Brücke im Bau.

Nach W. Diets,
Die Kaiser Wilhelm-Brücke
über die Wupper bei Müngsten.
Verlag J. Springer, Berlin 1904.

- Zeichen - Erklärung.
- Lagerplatzebene + 205,0
 - Normalpurgleise
 - Schmalpurgleise
 - Montierwagenleise
 - Kraftleitung
 - Lichtleitung
 - Telephon
 - o Masten
 - o Bogenlampen
 - Wasserleitung
 - Ventile
 - Ventilkasten

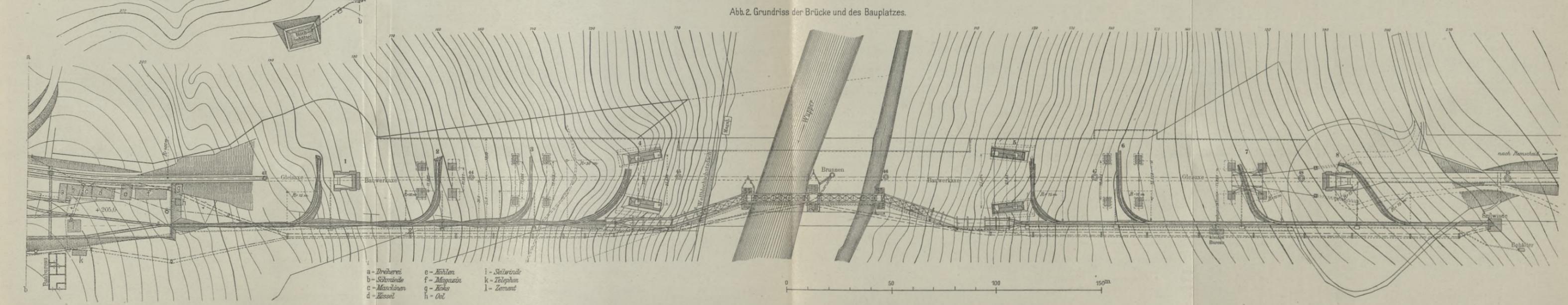


Abb. 2. Grundriss der Brücke und des Bauplatzes.

- a - Dreherei
- b - Schmelze
- c - Maschinen
- d - Kessel
- e - Kühlen
- f - Magazin
- g - Holz
- h - Öl
- i - Seilwinde
- k - Telephon
- l - Zement

S. 61

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

7532

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000299470