

WYDZIAŁY POLITECHNICZNE KRAKÓW

BIBLIOTEKA GŁÓWNA



L. inw.

2574

EISERNE BRÜCKEN

ZWEITE AUFLAGE

BERLIN 1911

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN

504719

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297401

EISERNE BRÜCKEN



558
—
80

EISERNE BRÜCKEN

EIN LEHR- UND NACHSCHLAGEBUCH

FÜR

STUDIERENDE UND KONSTRUKTEURE

VON

G. SCHAPER

REGIERUNGSBAUMEISTER

ZWEITE VOLLSTÄNDIG NEUBEARBEITETE AUFLAGE.

Mit 1455 Textabbildungen

F. Pa. 29 1907



BERLIN 1911

VERLAG VON WILHELM ERNST & SOHN.

*XXX
843*

Alle Rechte vorbehalten.

Nachdruck, auch auszugsweise, verboten.

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

112574

Akc. Nr. 1608/49

VORWORT ZUR ERSTEN AUFLAGE.

Dies Buch verdankt seine Entstehung einer Anregung des Verlages von Wilhelm Ernst & Sohn. Die Bearbeitung war seinerzeit dem im März vorigen Jahres verstorbenen Eisenbahn-Bau- und Betriebsinspektor Dircksen übertragen worden, welcher leider nicht über die Aufstellung des Buchgerippes und einzelne Aufzeichnungen hinauskam. Ich war mir bei der Übernahme der weiteren Bearbeitung nach dem Tode von Dircksen der Schwierigkeit der Aufgabe, ein kurzes Buch über den gesamten Brückenbau zu schreiben, wohl bewußt, glaubte aber, mich der an mich herantretenden Aufgabe unterziehen zu müssen und zu dürfen, weil nach meinen in der Konstruktionspraxis und in den Übungen für das Entwerfen eiserner Brücken auf der Technischen Hochschule gewonnenen Erfahrungen ein Bedürfnis für ein kurzes, die Konstruktion der eisernen Brücken behandelndes Buch vorlag und mir in meiner Stellung im Ministerium der öffentlichen Arbeiten ein sehr reichhaltiges Material ausgeführter Entwürfe zu Gebote stand. Um den Umfang des Buches möglichst einzuschränken, habe ich die Hängebrücken und die eingespannten Bogenbrücken als äußerst seltene Ausführungen vorläufig aus dem Kreis der Betrachtungen ausgeschaltet. Die Berechnung der eisernen Brücken gehört zwar nicht in den Rahmen des Buches, ich habe aber doch geglaubt, kurze Angaben über die Berechnung einzelner Teile der Brücken, so der Lager, der Knotenpunkte und der Nietverbindungen machen zu müssen.

Das Buch kann in der ersten Auflage bei der Schwierigkeit des Stoffes und der kurzen Zeit, die mir für die Bearbeitung zur Verfügung stand, nicht frei von Mängeln sein, für die ich die Fachgenossen um Nachsicht bitte. Jede Anregung zur Verbesserung wird mir sehr willkommen sein. Allen Fachgenossen, die mich bewußt und unbewußt dadurch, daß ich ihre Entwürfe, ohne ihre Namen zu kennen, benutzen konnte, unterstützt haben, spreche ich hiermit meinen Dank aus. Bei der Bearbeitung der Abbildungen hat mir Herr Ingenieur Plachner wertvolle Dienste geleistet.

Berlin, im Mai 1908.

SCHAPER.

VORWORT ZUR ZWEITEN AUFLAGE.

Die freundliche Aufnahme, die die erste Auflage trotz mancher Mängel gefunden hat, setzt mich in den Stand, schon jetzt die zweite Auflage folgen zu lassen. Ich hoffe, daß es mir gelungen ist, die Mängel der ersten Auflage zum großen Teil in der zweiten Auflage zu beseitigen. Sie ist vollständig im Text und in den Abbildungen umgearbeitet und hat eine Erweiterung durch eine Abhandlung über Hängebrücken und eine sehr eingehende Erörterung des wichtigen Gebietes der Knotenpunktsausbildung erfahren.

Viele der deutschen Brückenbauanstalten haben mir wieder in dankenswerter Weise manche ihrer Entwürfe für die Bearbeitung der zweiten Auflage zur Verfügung gestellt. Ihre Namen sind bei der Besprechung der einzelnen Entwürfe genannt worden. Dem Oberingenieur der Gesellschaft Harkort Herrn Rademacher verdanke ich manchen Verbesserungsvorschlag.

Ich spreche den Wunsch und die Hoffnung aus, daß sich auch die zweite Auflage viele Freunde unter den in der Praxis stehenden Fachgenossen und unter den Studierenden erwerben möge.

Duisburg-Ruhrort, im Dezember 1910.

SCHAPER.

INHALTSVERZEICHNIS.

	Seite
Abschnitt I. Bestandteile der eisernen Brücken	1
Abschnitt II. Einteilung der eisernen Brücken	2
Abschnitt III. Konstruktionselemente und Verbindungsmittel dieser Elemente und einzelner Teile eiserner Brücken	9
A. Konstruktionselemente	9
B. Verbindungsmittel	10
1. Gelenkbolzenverbindung	11
2. Nietverbindungen	14
3. Schraubenverbindungen	26
Abschnitt IV. Das Material der eisernen Brücken	27
A. Die verschiedenen Eisensorten	27
B. Allgemeines über die Elastizität und Festigkeit des Eisens	29
C. Die besonderen Eigenschaften der verschiedenen Eisensorten, ihre Eignung zu den verschiedenen Brückenbauteilen und die Anforderungen, die an sie gestellt werden .	32
Abschnitt V. Zulässige Beanspruchungen	35
A. Eisenbahnbrücken	36
B. Straßenbrücken	38
Abschnitt VI. Belastungsannahmen	39
A. Eisenbahnbrücken	39
1. Verkehrslasten	39
2. Nebeneinflüsse der Verkehrslasten	45
3. Ständige Belastung	47
4. Zufällige Lasten	51
B. Straßenbrücken	52
1. Verkehrslasten	52
2. Nebeneinflüsse der Verkehrslasten	56
3. Ständige Belastung	56
4. Zufällige Lasten	59
Abschnitt VII. Bearbeitung der einzelnen Teile einer eisernen Brücke	59
A. Richten der Bleche und Winkeleisen	59
B. Herstellung der Nietlöcher	60
C. Beschneiden der Flacheisen, Winkel-, L - und I -Eisen	60
D. Biegen	61
E. Kröpfungen	62
F. Abrundungen von scharfen Ecken	63
G. Herstellung von Schlitzten	63
H. Herstellung von Augenstäben	63
J. Übertragung der Entwurfseinzelheiten, wie Formen der Knotenbleche und der Stabenden, Nietabstände usw. auf die unbearbeiteten Eisen	64

	Seite
Abschnitt VIII. Ausbildung der Hauptträger	64
A. Einfache Balkenbrücken	64
I. Vollwandiger Hauptträger	64
a) Allgemeines	64
b) Ausbildung der Träger	65
α) Walzträger	65
β) Genietete Träger	66
1. Stärke des Stegbleches	66
2. Querschnittsbestimmung und Ausbildung	67
3. Günstigste Höhe von Blechträgern	72
4. Berechnung von Trägheitsmomenten	73
5. Verlust an Widerstandsmoment durch eine senkrechte Nietreihe im Stegblech	73
6. Nietteilung der Gurtungen	74
7. Aussteifung des Stegbleches	77
8. Stoßdeckung	79
9. Form der Hauptträger	85
10. Ausbildung der Hauptträger am Ende	86
2. Gegliederte Träger	86
a) Allgemeines	86
b) Ausbildung des Trägernetzes	87
c) Zweckmäßigste Höhen für Fachwerk-Balkenträger	93
d) Zweckmäßigste Feldweite bei Fachwerkbrücken	93
e) Querschnitte der Stäbe	94
α) Allgemeines	94
β) Gurtquerschnitte	103
1. Zweiwandige Querschnitte	104
2. Einwandige Gurtquerschnitte	109
3. Allgemeines über die Ausbildung der Gurtquerschnitte	111
γ) Querschnitte der Füllungsglieder	112
1. Ausbildung der Füllungsglieder bei zweiwandiger Ge- staltung der Gurtquerschnitte	112
2. Ausbildung der Querschnitte der Füllungsstäbe bei ein- wandigen Gurtquerschnitten	114
f) Nietteilung in den Fachwerkstäben	116
g) Stöße und Stoßdeckungen der Gurtungen	116
h) Knotenpunktausbildung	121
α) Verbindung in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen	122
β) Verbindung in den Knotenpunkten durch feste Vernietung	124
1. Unmittelbarer Anschluß an den Gurtwandungen	129
2. Anordnung von Knotenblechen in den Knotenpunkten	132
3. Ausbildung der Endknotenpunkte	144
4. Berechnung der Niete, die die Knotenbleche an den Gur- tungen anschließen	151
5. Stärke der Knotenbleche	155
6. Form der Knotenbleche	156
B. Balkenträger auf mehreren Stützen ohne Gelenke	156
1. Vollwandige Träger	156
2. Gegliederte Träger	157
C. Balkenträger auf mehreren Stützen mit Gelenken, sogenannte Gerber- oder Ausleger- brücken	160
D. Bogenbrücken	163
1. Vollwandige Bogenträger	166

	Seite
2. Gegliederte Träger	170
a) Bogenzwickelträger	170
b) Sichelbogenträger	174
c) Bogenträger mit parallelen Gurtungen	177
d) Bogenträger mit zwei gekrümmten Gurtungen, deren Abstand voneinander sich nach den Widerlagern zu vergrößert	177
e) Versteifter Stabbogen	192
f) Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub	195
E. Die Hängebrücken	197
1. Allgemeines	197
2. Erklärung der allgemeinen Anordnung einzelner Brückenformen	198
3. Die Pfeilhöhe und die Form der Kette	200
4. Höhe der Versteifungsträger	201
5. Das Material für die Ketten und Kabel und die Herstellung der Ketten und Kabel	201
6. Bauliche Einzelheiten der Hängebrücken	205
a) Kettenbrücken	205
b) Kabelbrücken	210
F. Hochbrücken	222
Abschnitt IX. Die Fahrbahn und die Fahrbahnträger	
A. Allgemeines	223
B. Eisenbahnbrücken	225
1. Die Fahrbahn	225
a) Fahrbahnanordnung ohne Durchführung der Bettung auf der Brücke	225
α) Unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger	225
β) Unterstützung der Schienen durch Quer- und Langschwellen	227
1. Unterstützung durch Querschwellen	227
2. Unterstützung durch Langschwellen	232
γ) Fahrbahnabdeckung	232
δ) Vorrichtungen zur Schalldämpfung	234
b) Fahrbahnanordnung bei Durchführung der Bettung auf der Brücke	236
α) Allgemeines	236
β) Fahrbahntafeln aus Holz	238
γ) Fahrbahntafeln aus Eisen	238
1. Fahrbahntafeln aus Buckelplatten	238
2. Fahrbahntafeln aus Tonnen- oder Hängeblechen	246
3. Fahrbahntafeln aus Flachblechen	250
4. Fahrbahntafeln aus Belageisen	251
5. Amerikanische Trogfahrbahntafel	254
δ) Fahrbahntafeln aus Beton mit Eiseneinlagen	255
ϵ) Fahrbahntafeln aus Walzträgern mit Betonkappen	255
c) Entgleisungsschutzvorrichtungen	258
d) Schienenauszugsvorrichtungen	259
e) Endabschluß über den Widerlagern	264
2. Das Fahrbahnträgergerippe der Eisenbahnbrücken	266
a) Allgemeine Anordnung	266
α) Konstruktionen ohne Fahrbahnträgergerippe	266
β) Das Fahrbahnträgergerippe besteht außer den Hauptträgern nur aus Querträgern	267
γ) Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus Querträgern und besonderen Längsträgern	269
1. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen ohne Durchführung der Bettung	271
2. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen mit Durchführung der Bettung	272

	Seite
b) Ausbildung der Fahrbahnträger	275
α) Längsträger	275
β) Ausbildung der Querträger	277
c) Befestigungen und Lagerungen der Fahrbahnträger	279
α) Längsträger	279
β) Befestigung und Lagerung der Querträger	291
d) Besonderheiten und Stützung des Fahrbahnträgergerippes bei Bogen- trägern mit hochliegender Fahrbahn	303
e) Besonderheiten und Stützung des Fahrbahnträgergerippes bei Bogen- trägern mit tiefliegender Fahrbahn	314
α) Beim Zweigelenkbogen mit Zugband	314
β) Beim Bogenträger ohne Zugband	321
3. Anordnung der Fahrbahn und des Fahrbahnträgergerippes in Gleiskrümmungen	322
4. Fußwege	325
5. Geländer	327
C. Straßen- und Fußgängerbrücken	329
1. Allgemeines	329
2. Fahrbahntafel	331
a) Fahrbahntafel aus Holz	331
b) Fahrbahntafel aus Belageisen	332
c) Fahrbahntafel aus Buckelplatten und Tonnenblechen	335
d) Fahrbahntafel aus Beton	336
3. Die Fahrbahndecke und ihre Unterstützung	339
a) Fahrbahndecken aus Holz	339
b) Fahrbahndecken aus Stein	341
c) Fahrbahndecken aus Asphalt	344
4. Die Decke der Fußsteige und ihre Unterstützung	345
5. Unterbrechung des Fußsteiges durch die Füllungsglieder der Hauptträger	345
6. Lagerung der Straßenbahnschienen auf eisernen Brücken	346
7. Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahndecke	346
8. Unterbrechungen in der Fahrbahn	348
9. Endabschluß über den Widerlagern	350
10. Besonderheiten des Fahrbahnträgergerippes der Straßenbrücken	352
a) Fachwerkartige Querträger mit biegungsfestem Obergurt	352
b) Statisch bestimmte Lagerung der Querträger bei Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern	353
c) Besonderheiten bei den Bogenträgern	354
α) Bei Bogenträgern mit hochliegender Fahrbahn	354
β) Bei Bogenträgern mit tiefliegender Fahrbahn	355
11. Unterstützung der Fußsteige	358
12. Geländer	362
13. Die Decken der Fußgängerbrücken	366
Abschnitt X. Der Windverband und die Querversteifungen	367
A. Allgemeines	367
B. Beispiele für die allgemeine Anordnung der Windverbände und Querversteifungen	368
1. Bei einfachen Balkenbrücken	368
2. Bei Trägern auf mehreren Stützen ohne Gelenke	373
3. Bei Gerberträgern	373
4. Bei Bogenträgern	374
5. Bei einem Gerberträger mit zwei Kragträgern und eingehängtem Zweigelenk- bogen mit Zugband	383
6. Bei Hängebrücken	384

	Seite
C. Einzelheiten der Ausbildung der Windverbände und Querversteifungen	384
1. Windverbände	384
2. Querverbindungen	391
D. Größe der senkrechten Zusatzbelastung für die Hauptträger infolge des Winddruckes und der Fliehkraft und Verteilung dieser Kräfte auf die einzelnen Verbände	398
Abschnitt XI. Der Bremsverband	401
Abschnitt XII. Die Lager und Gelenke	405
A. Die Lager	405
1. Allgemeines	405
2. Die Lager der Balkenbrücken	407
a) Flächenlager	407
b) Kipplager	408
α) Die festen Lager	409
β) Die nach einer Richtung beweglichen Lager	420
1. Die Gleitlager	420
2. Die Rollen-, Stelzen- und Pendellager	420
γ) Allseitig bewegliche Lager	428
c) Das Material der Lagerkörper	429
d) Einschaltung einer Zwischenlage zwischen der unteren Lagerplatte und dem Auflagerstein	429
e) Verankerungen	429
α) Senkrechte Verankerungen	429
β) Wagerechte Verankerungen	433
f) Lager von besonderer Eigentümlichkeit	433
3. Die Lager der Bogenbrücken	437
B. Gelenke	447
1. Scheitелgelenke	447
2. Gelenke in Gerberträgern	448
a) Allgemeines	448
b) Gelenke in Blechträgern	449
c) Gelenke in Fachwerk-Gerberträgern	454
Abschnitt XIII. Eiserne Säulen und eiserne Pfeiler	465
Abschnitt XIV. Die schiefen Brücken	480
A. Allgemeine Anordnung	480
B. Einzelheiten der Anschlüsse schiefer Endquerträger an den Hauptträgern und der Längsträger an den Endquerträgern	488
C. Überführung eines Gleises über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel	490
Abschnitt XV. Anwendungsgebiet der eisernen Brücken. Wahl des Querschnittes, der Hauptträgerform und der Stützweite der eisernen Brücken. Die Bauhöhen der eisernen Brücken	495
A. Anwendungsgebiet	495
B. Wahl des Querschnittes	495
1. Bei Eisenbahnbrücken	495
2. Bei Straßenbrücken	498
C. Wahl der Hauptträgerform	500
D. Wahl der Stützweite	502
E. Bauhöhen der eisernen Brücken	503

Berichtigungen:

Seite 224. Lies in der sechzehnten Zeile von oben statt: Hauptträger mit drei Hauptträgern — Überbau mit drei Hauptträgern.

Abschnitt I.

Bestandteile der eisernen Brücken.

Die eisernen Brücken weisen im allgemeinen folgende Bestandteile auf:

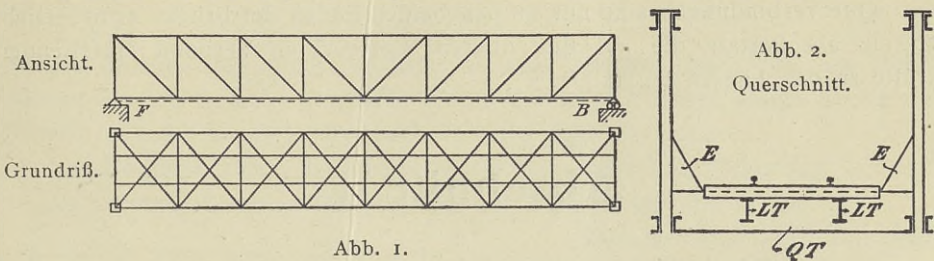
1. **Die Fahrbahn.** Hierunter sind diejenigen Bauteile zu verstehen, die die Verkehrslasten in geeigneter Weise unmittelbar unterstützen und weiter die Übertragung der Lasten auf die Fahrbahnträger vermitteln.

2. **Die Fahrbahnträger,** die die Fahrbahn tragen und die Lasten aus dem Verkehr und dem Eigengewicht der Fahrbahn an die Hauptträger abgeben. Sie bestehen in der Regel aus parallel zu den Hauptträgern laufenden Längsträgern und aus meist rechtwinklig zu den Hauptträgern angeordneten Querträgern. Die Längsträger finden ihre Unterstützung an den Querträgern, diese an den Hauptträgern.

3. **Die Hauptträger;** diese übertragen die Lasten aus dem Verkehr und dem Eigengewicht auf die Widerlager und Pfeiler, durch die sie weiter dem guten Baugrund zugeführt werden.

4. **Die Auflager,** die die Übertragung der Lasten von den Hauptträgern auf die Widerlager und Pfeiler vermitteln.

5. **Den wagerechten Verband und die Querversteifung,** die zur Aufnahme der wagerechten Kräfte dienen und die wichtige Aufgabe erfüllen, die Knicklänge gedrückter Teile, namentlich des Obergurtes in angemessenen Grenzen zu halten. Die Querversteifungen haben im besonderen den Zweck, solche Knotenpunkte der Hauptträger, die nicht Punkte eines wagerechten Verbandes sind, an einen wagerechten Verband anzuschließen und die Auf-



lagerkräfte von wagerechten Verbänden den Pfeilern oder Widerlagern zuzuführen.

Beispiele: Abb. 1 und 2 stellen eine eingleisige Eisenbahnbrücke in Ansicht, Grundriß und Querschnitt dar (Abb. 1 und 2).

Die Fahrbahn besteht in diesem Falle außer den Schienen nur aus den hölzernen Querschwellen, die die Schienen tragen. Die Fahrbahnträger sind die Längsträger *LT* und die Querträger *QT*. Die Hauptträger sind als sogenannte Parallelfachwerkträger ausgebildet. Jeder der beiden Hauptträger erhält ein festes Lager *F* und ein bewegliches *B*, letzteres hat neben dem Zweck der Lastübertragung auf das Widerlager noch die Aufgabe zu erfüllen, Längsbewegungen des Überbaues bei Wärmeschwankungen zu ermöglichen. Es ist nur ein wagerechter Verband in der Ebene der Untergurte vorgesehen. Die Querverbindungen werden von den Querträgern im Verein mit den Eckaussteifungen *E* gebildet. Durch diese Querverbindungen werden sämtliche wagerechten, auf die Obergurte entfallenden Kräfte auf den unteren wagerechten Verband übertragen, und die freie Knicklänge der Obergurte wird auf die Entfernung der Querverbindungen voneinander eingeschränkt.

Anmerkung: Das feste Lager wird durch ein Dreieck, das bewegliche durch ein Dreieck mit zwei Kreisen, die Rollen vorstellen sollen, gekennzeichnet. Die Windverbände werden in den Ansichten der Träger durch gestrichelte Linien dargestellt.

Abb. 3 und 4 zeigen eine Straßenbrücke in Ansicht und Querschnitt. Die Fahrbahn besteht aus Holzpflaster auf Betonkappen, die sich auf die Fahrbahnträger, die Längs- und Querträger stützen.

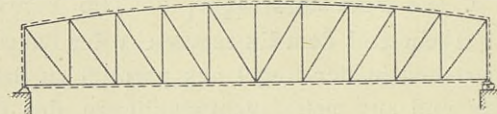


Abb. 3.

Die Hauptträger sind sogenannte Halbparabelfachwerkträger. Hinsichtlich der Lager gilt dasselbe wie bei Abb. 1. Es sind zwei Verbände zur Aufnahme der wagerechten Kräfte angeordnet, der eine in der Ebene der Obergurte, der andere in der der Untergurte.

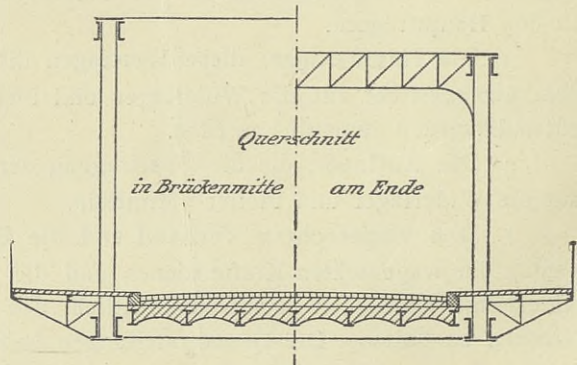


Abb. 4.

Querverbindungen sind nur an den beiden Enden der Brücke erforderlich, wo sie als Portale die auf den oberen wagerechten Verband entfallenden Kräfte zu den Lagern leiten.

Abschnitt II.

Einteilung der eisernen Brücken.

- A. Man teilt die eisernen Brücken nach ihrer Bestimmung ein in:
1. Eisenbahnbrücken,
 2. Straßenbrücken,

3. Fußgängerbrücken,

4. Brücken, die zur Überführung offener Wasserläufe und zum Tragen von Wasser- oder Gasrohren und Kranen usw. dienen.

B. Man unterscheidet nach dem System der Hauptträger und der Stützungsart.

1. **Einfache Balkenbrücken**, deren Hauptträger auf ihre Unterstützungen bei senkrecht gerichteten Lasten nur senkrechte Drucke ausüben und nur zwei Lager aufweisen, von denen das eine beweglich angeordnet ist, so daß Wärmeschwankungen ohne Einfluß auf den Spannungszustand der Brücke sind. Eine weitere Eigentümlichkeit der Balkenbrücken überhaupt besteht darin, daß sie nur zwei Gurtungen (G_o und G_u in Abb. 5) aufweisen. Ein Zweigelenkbogen mit

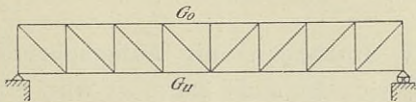


Abb 5.

Zugband (Abb. 12) ist hinsichtlich der Lagerung dem einfachen Balkenträger gleich, er besitzt aber in dem Zugband eine dritte Gurtung, gehört also nicht zu den einfachen Balkenträgern.

2. **Balkenbrücken auf mehreren Stützen ohne Gelenke**, die ebenfalls auf ihre Pfeiler und Widerlager bei senkrechten Lasten nur senkrechte Auflagerdrucke ausüben. Von den Lagern ist nur eins fest, die anderen sind beweglich, so daß bei gleichmäßiger Er-

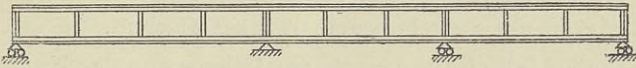


Abb. 6.

wärmung oder Abkühlung der Hauptträger die Ausdehnung oder Zusammenziehung ohne Behinderung vor sich gehen kann und infolgedessen durch Wärmeschwankungen keine Spannungen in den Hauptträgern hervorgerufen werden (Abb. 6).

3. **Balkenbrücken auf mehreren Stützen mit Gelenken, sogenannte Gerber- oder Auslegerbrücken** (Abb. 7).¹⁾ Hinsichtlich der Lagerung sind

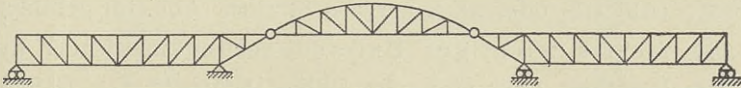


Abb. 7.

sie den Brücken auf mehreren Stützen ohne Gelenke gleich. In den Hauptträgern werden Gelenke eingeschaltet (in der Abb. 7 durch kleine Kreise dargestellt), die die statische Eigenschaft der Träger beeinflussen.

4. **Bogenbrücken**, bei denen auch bei senkrechter Belastung Auflagerdrucke hervorgerufen werden, die von der Senkrechten abweichen.

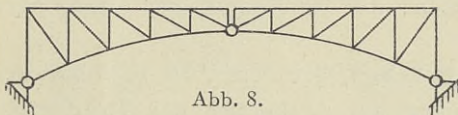


Abb. 8.

Nach der Ausbildung der Bogen unterscheidet man:

- a) **Dreigelenkbogen** (Abb. 8) mit zwei Auflagergelenken und einem Scheitelgelenk;

¹⁾ «Gerberbrücken», nach ihrem Erfinder Gerber so genannt.

- b) **Zweigelenkbogen** (Abb. 9) mit zwei Auflagergelenken;
- c) **Eingespannte Bogen** ohne Gelenke (Abb. 10).

Zu 4 gehören auch die sogenannten **versteiften Stabbogen** (Abb. 11). Der Bogen für sich ist nicht steif, da er in den Punkten, in denen die Ständer anschließen, gelenkige Verbindungen besitzt. Erst durch den darüberliegenden Versteifungsträger wird der Bogen zu einem starren Träger.

5. **Bogenbrücken mit aufgehobenem Horizontalschub**, bei denen der Horizontalschub durch ein Zugband Z , das auch als dritte Gurtung bezeichnet wird, aufgenommen wird. Die Lagerung entspricht der der einfachen Balkenbrücken (Abb. 12).

Zu 5 gehören auch die **versteiften Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub** (Abb. 13). Der Bogen für sich ist nicht starr, er wird erst durch den untenliegenden Versteifungsträger, der den Horizontalschub aufnimmt, zu einem stabilen Gebilde.

Zu 4 und 5. Die Hauptträger der Bogenbrücken können auch über mehrere Öffnungen mit Gelenken und ohne Gelenke durchgehen (Abb. 14).

6. **Hängebrücken**, bei denen die Lasten hauptsächlich von Ketten oder Kabeln aufgenommen werden (Abb. 15). Die Ketten oder Kabel geben ihre Kräfte entweder an die Widerlager oder an die Versteifungsträger ab. Im ersten Falle entsprechen die Hängebrücken den eigentlichen Bogenbrücken, im zweiten Falle den Bogenbrücken mit aufgehobenem Horizontalschub.

C. Weiter lassen sich die Brücken **nach der Gliederung der Hauptträger** einteilen in:

1. **Brücken mit vollwandigen Hauptträgern**, die also nicht gegliedert sind, sondern aus vollen biegefesten Blechen bestehen (Abb. 16).

2. **Gitterträgerbrücken**, deren Hauptträgerwandungen außer den Gurtungen aus engmaschigen Netzwerken bestehen (Abb. 17).

3. **Fachwerkbrücken**. Bei diesen werden die Wandungen der Hauptträger aus den Gurtungen und einem weitmaschigen System von Ständern V und Streben S (Abb. 18) oder auch nur aus Streben (Abb. 19) gebildet.

D. Als viertes wichtiges Unterscheidungsmerkmal kann die **statische Bestimmtheit oder statische Unbestimmtheit** der Brücken angeführt werden.

Man unterscheidet hiernach:

1. **Äußerlich statisch bestimmte Brücken**, bei denen die Auflagerdrucke nach den gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen berechnet werden können.

2. **Äußerlich statisch unbestimmte Brücken**, bei denen die Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung der Auflagerdrucke nicht genügen, sondern auf die Formänderung der Stützen und der Hauptträger eingegangen werden muß.

3. **Innerlich statisch bestimmte Brücken**, bei denen die gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen zur Berechnung der Stabkräfte der Hauptträger ausreichen.

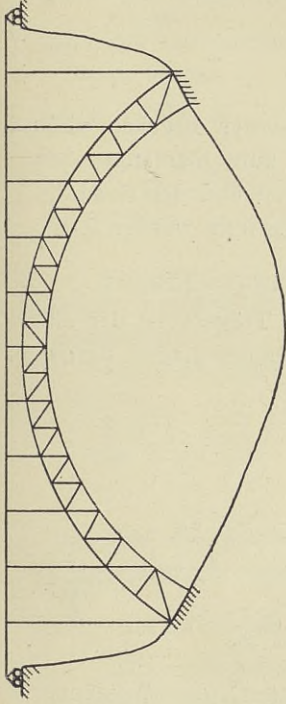


Abb. 10.

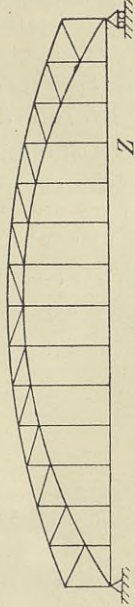


Abb. 12.

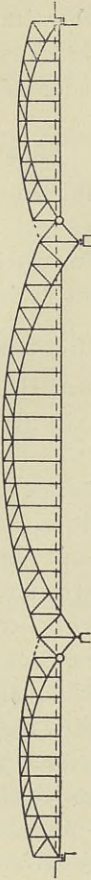


Abb. 14.

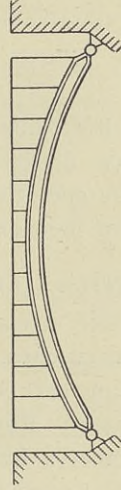


Abb. 16.



Abb. 19.

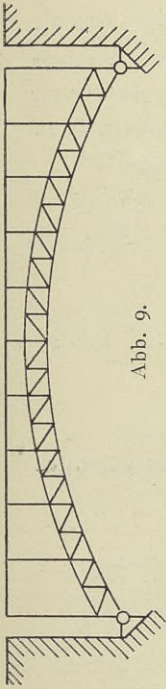


Abb. 9.

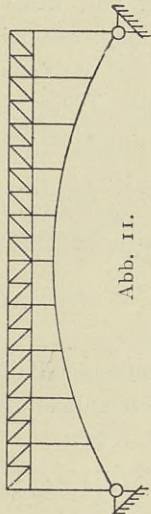


Abb. 11.

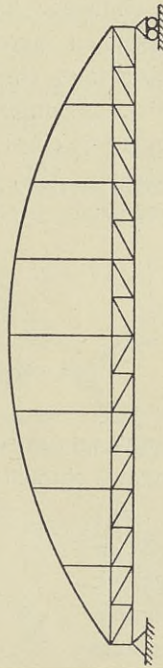


Abb. 13.

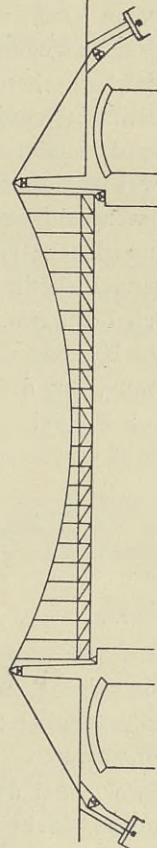


Abb. 15.

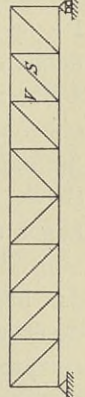


Abb. 18.

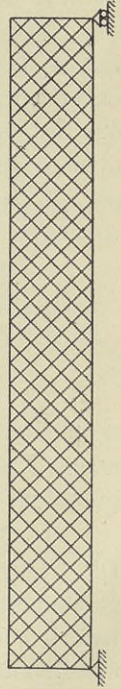


Abb. 17.

4. **Innerlich statisch unbestimmte Brücken.** Bei diesen erfordert die Berechnung der Stabkräfte der Hauptträger die Berücksichtigung der Formänderung der Stützen und Glieder der Hauptträger.

Anhang zu D.

Obwohl Berechnungsmethoden der Hauptträger eiserner Brücken nicht in den Rahmen dieses Buches gehören, so soll doch kurz hier angegeben werden, wie die statische Bestimmtheit oder Unbestimmtheit und der Grad der letzteren in den meisten Fällen schnell und sicher festgestellt werden kann.

1 Äußerlich statisch bestimmte und unbestimmte Träger.

Als Grundform eines äußerlich statisch bestimmten Trägers ist der einfache Balken anzusehen, der ein festes und ein bewegliches Lager besitzt.

Da es sich um ein ebenes Gebilde handelt, in dessen Ebene sämtliche äußeren und inneren Kräfte fallen, so greift am festen Lager eine Kraft an, die nach Richtung in dieser Ebene und Größe unbekannt ist, am beweglichen Lager dagegen eine Kraft, deren Richtung senkrecht zur Bewegungsrichtung des Lagers in die Kraftebene fällt und deren Größe bestimmt werden muß (Abb. 20).

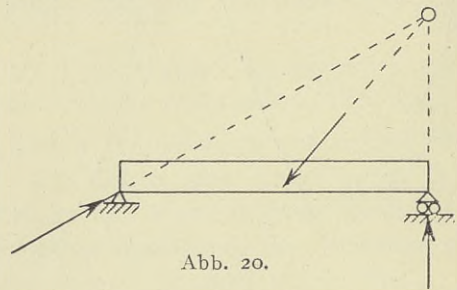


Abb. 20.

Den drei Auflagerunbekannten entsprechen die drei Gleichgewichtsbedingungen: 1 und 2: Die Summe der Kräfte nach zwei zueinander senkrechten Richtungen muß $= 0$ sein. 3: Die Summe der Momente in bezug auf einen Punkt muß $= 0$ sein.

Die Auflagerdrucke eines einfachen Balkens sind also mit den gewöhnlichen Gleichgewichtsbedingungen zu berechnen, der Träger ist demnach äußerlich statisch bestimmt. Liegt nun ein Träger vor, dessen Lagerung von der des einfachen Balkens abweicht, so untersucht man, wieviel Auflagergrößen man entfernen muß, um die Lagerung eines einfachen Balkens zu erhalten.

Beispiele: a) Zweigelenkbogen (Abb. 21). Der Träger besitzt zwei feste Auflager. Es muß eine Auflagergröße beseitigt, das eine der Lager also be-

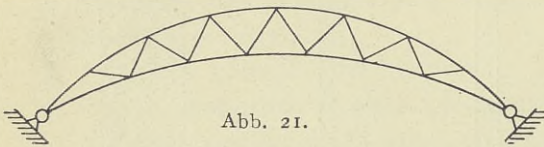


Abb. 21.

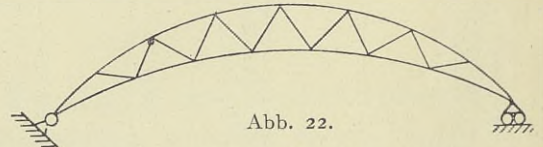


Abb. 22.

weglich gemacht werden, um zur Lagerung des einfachen Balkens zu gelangen (Abb. 22) Der Träger ist demnach einfach statisch unbestimmt.

b) Dreigelenkbogen (Abb. 23).

Die Lagerung ist wie bei dem Zweigelenkbogen. Das Scheitelgelenk liefert jedoch eine neue Bedingung, nämlich daß die Summe der Momente

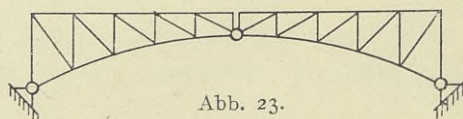


Abb. 23.

aus den Kräften links oder rechts des Gelenkes in bezug auf den Gelenkpunkt = 0 sein muß. Der Träger ist also statisch bestimmt.

Anmerkung: Jedes Gelenk, das die alleinige Verbindung von Trägerteilen darstellt, hebt eine statische Unbestimmtheit auf.

c) Träger auf vier Stützen (Abb. 24). Durch Beseitigung der beweglichen Lager *B* und *C*, deren Drucke nur der Größe nach unbekannt sind, geht der

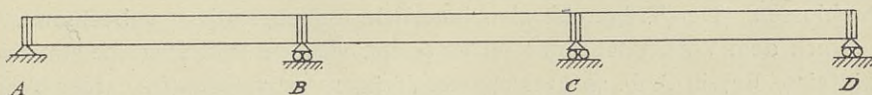


Abb. 24.

Träger in einen einfachen Balken über. Der Träger ist also zweifach statisch unbestimmt.

Abb. 25 stellt denselben Träger mit einem Gelenk in der Mittelöffnung

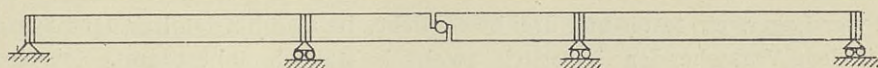


Abb. 25.

dar. Da das Gelenk eine statische Unbestimmtheit aufhebt, so ist dieser Träger einfach statisch unbestimmt.

2. Innerlich statisch bestimmte und unbestimmte Träger.

Als einfachstes statisch bestimmtes Gebilde ist das Dreieck anzusehen, in dessen Ecken Stäbe gelenkförmig verbunden sind (Abb. 26). Bei gegebenen äußeren Kräften sind die Kräfte in den Stäben rechnerisch durch die Gleichgewichtsbedingungen oder zeichnerisch durch einen Cremonaplan zu ermitteln.

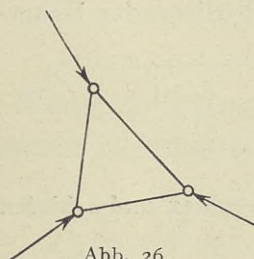


Abb. 26.

Schließt man an ein Dreieck weitere Knotenpunkte derart an, daß sie nur durch zwei Stäbe mit dem fertigen Gebilde verbunden werden, reiht man also Dreieck an Dreieck nach Abb. 27, so wird an der statischen Bestimmtheit nichts geändert. Ein Dreiecksnetz nach der Abb. 27 kann also als die Grundform eines innerlich statisch bestimmten Trägers angesehen werden

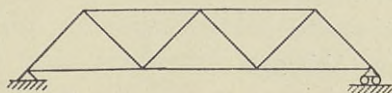


Abb. 27.

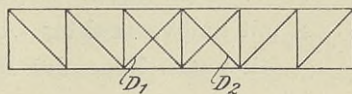


Abb. 28.

In dem in Abb. 28 dargestellten Träger müssen die beiden Stäbe *D*₁ und *D*₂ entfernt werden, um ein einfaches Dreiecksnetz zu erhalten. Der Träger ist also zweifach statisch unbestimmt.

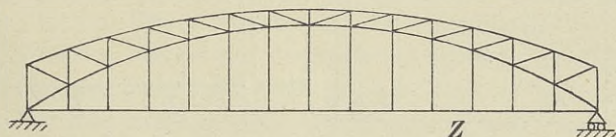


Abb. 29.

Abb. 29 zeigt einen Zweigelenkbogen mit Zugband.

Wird das Zugband *Z*

entfernt, so entsteht ein einfaches Dreiecksnetz. Das Zugband Z , das die Auflagerknotenpunkte verbindet, macht den Träger innerlich einfach statisch unbestimmt.

Nimmt man aus dem in Abb. 13 dargestellten Träger einen Stab des Stabbogens heraus, so leuchtet ohne weiteres ein, daß hierdurch ein einfaches Dreiecksnetz erhalten wird; denn jeder Knotenpunkt ist nur mit zwei Stäben angeschlossen. Der Träger ist also innerlich einfach statisch unbestimmt.

Nach dem Vorherstehenden ist es leicht, sich ein Bild über die statischen Verhältnisse des in Abb. 30 gezeichneten Trägers zu verschaffen. Der Träger

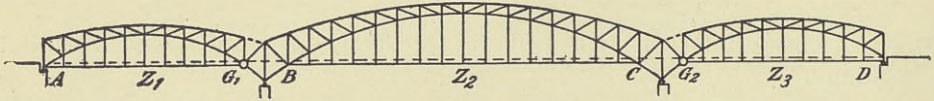


Abb. 30.

hat vier Lager, ein festes und drei bewegliche, ist also hinsichtlich der Lagerung nach dem Vorstehenden äußerlich zweifach statisch unbestimmt. Durch die beiden Gelenke G_1 und G_2 werden aber zwei statische Unbestimmtheiten aufgehoben. Der Träger ist also äußerlich statisch bestimmt. Denken wir uns nun die drei Zugbänder Z_1 , Z_2 und Z_3 entfernt, so erhalten wir drei für sich getrennte einfache Dreiecksnetze $A-G_1$, G_1-G_2 , G_2-D . Jedes Zugband macht den zugehörigen Träger einfach statisch unbestimmt. Der ganze Träger ist also innerlich dreimal einfach statisch unbestimmt.

E. Weiter teilt man die eisernen Brücken in gerade und schiefe ein, je nachdem die Verbindungslinie der sich gegenüberliegenden Haupt-

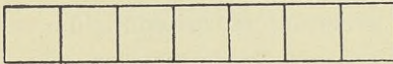


Abb. 31.

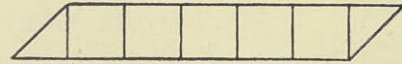


Abb. 32.

trägerenden im Grundriß mit der Brückenachse einen rechten und schiefen Winkel bildet (Abb. 31 und 32).

F. Je nach der Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern unterscheidet man Brücken:

1. mit **oben liegender** (Abb. 33),
2. mit **halbversenkter** (Abb. 34),
3. mit **unten liegender Fahrbahn** (Abb. 35).

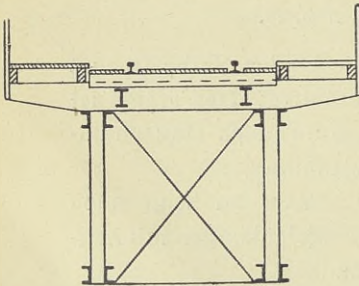


Abb. 33.

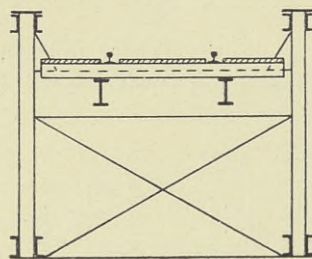


Abb. 34.

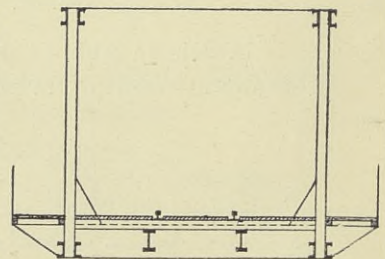


Abb. 35.

Die Lage der Fahrbahn hängt hauptsächlich von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe ab, unter der man bei Eisenbahnbrücken den Unterschied zwischen Schienenoberkante und dem tiefsten Punkt des eisernen Überbaues und bei Straßenbrücken den Unterschied zwischen Fahrbahnoberkante und dem tiefsten Punkt des eisernen Überbaues versteht.

Bei ausreichender Bauhöhe wird man bestrebt sein, die Fahrbahn über den Hauptträgern nach Abb. 33 anzuordnen, da hierbei eine engere Lage der Hauptträger möglich ist, als bei der Anordnung nach den Abb. 34 und 35, und infolgedessen wegen der kürzeren Länge der Querträger eine Materialersparnis erzielt wird.

G. Die Gestaltung des Brückenquerschnittes wird auch durch die Anzahl der Hauptträger beeinflusst. Man unterscheidet daher schließlich **Brücken mit zwei Hauptträgern** (Abb. 35) und **Brücken mit mehr als zwei Hauptträgern** (Abb. 36). Letztere finden fast ausschließlich nur bei oben liegender Fahrbahn Verwendung.

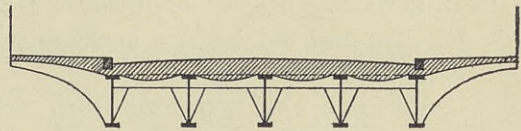


Abb. 36.

Abschnitt III.

Konstruktionselemente und Verbindungsmittel dieser Elemente und einzelner Teile eiserner Brücken.

A. Konstruktionselemente.

Die Konstruktionselemente sind in der Hauptsache durch den Walzprozeß erzeugte Bauteile.

Man unterscheidet Bleche, Flacheisen, Universaleisen, Winkel-eisen und Profileisen. Die Bleche werden durch zweiseitigen Walzdruck hergestellt, sie besitzen beim Verlassen der Walze keine scharfen Kanten, sie müssen daher beschnitten werden. Bleche mit Stärken bis zu 5 mm werden Feinbleche, mit Stärken über 5 mm Grobbleche genannt.

Die Flacheisen und die Universaleisen werden durch vierseitigen Walzdruck erzeugt, haben also beim Verlassen der Walze scharfe Kanten. Die Flacheisen werden auf der Kaliberwalze bis zu einer Breite von 170 mm in den verschiedensten Stärken, die Universaleisen auf der Universalwalze bis zu 1300 mm Breite hergestellt. Die Universaleisen sind also nichts anderes als breitere Flacheisen, deren Benennung von dem Walzprozeß herrührt. Die Flacheisen treten als selbständige Bauteile nur selten und dann lediglich für auf Zug beanspruchte Glieder auf. Die Bleche und Universaleisen werden nur in Verbindung mit anderen Teilen verwendet.

Die wichtigsten Elemente sind die Winkeleisen, die als selbständige Bauteile auftreten und als Verbindungsglieder zwischen senkrecht zueinander liegenden Flacheisen dienen. Weiter wird durch sie die Verbindung ganzer Bauteile, die rechtwinklig aneinanderstoßen, bewirkt, so beispielsweise der Anschluß der Querträger an den Hauptträgern. Es gibt gleichschenklige und ungleichschenklige Winkeleisen. Winkeleisen unter 60 mm Schenkelbreite werden im Brückenbau in der Regel nicht verwendet. Neben den deutschen Normalprofilen sind auch die Winkeleisen für Schiffbauzwecke für den Brückenbau sehr geeignet.¹⁾

Die Profileisen umfassen die **L**, **I**, **C**, **Z** und **L**-Eisen. Die **L**-Eisen finden im Brückenbau nur im beschränkten Maße Verwendung, eigentlich nur für die Schrägstäbe der Windverbände. Es werden breitfüßige und hochstegige **L**-Eisen gewalzt. Bei den breitfüßigen **L**-Eisen ist der Fuß doppelt so breit, wie der Steg hoch ist, bei den hochstegigen **L**-Eisen ist der Steg ebenso hoch, wie der Fuß breit ist.

Die **I**-Eisen sind außerordentlich wichtige Bauglieder. Ihrer Materialverteilung nach eignen sie sich vor allem zur Aufnahme solcher Kräfte, die in die Stegebene fallen und den Träger auf Biegung beanspruchen. Bei kleineren Brücken finden sie als Hauptträger, hauptsächlich aber als Fahrbahnträger Verwendung. Die deutschen Normalprofile sind als Druckstäbe von Hauptträgern nur im beschränkten Maße zu gebrauchen, weil die schmalen Flansche sich schlecht anschließen lassen. Dagegen sind die breitflanschigen Differdinger Grey-Träger²⁾ für Druckstäbe gut zu gebrauchen.

Die **C**-Eisen eignen sich vortrefflich zu Teilen von Gurtungen und Schrägstäben und zu Fahrbahnträgern.

Die **Z**-Eisen werden im Brückenbau sehr selten verwendet.

Die **L**-Eisen benutzt man nur für Säulen. 4 **L**-Eisen bilden den Querschnitt einer Säule.

Bei den Hängebrücken tritt als weiteres Konstruktionselement für die Kabel der gewalzte Draht hinzu.

B. Verbindungsmittel.

Es gilt nun, die Konstruktionselemente zu Baugliedern und die einzelnen Bauteile untereinander zu verbinden. Verbindungen durch Schweißung sind zu vermeiden, da sie die im Brückenbau an sie zu stellenden Anforderungen nicht zu erfüllen vermögen. Die Vereinigung der Konstruktionselemente zu Baugliedern geschieht ausschließlich durch eine größere Anzahl kleinerer Bolzen, sogenannter Niete, die Verbindung einzelner Bauglieder unter sich durch Niete (Abb. 37) oder durch einzelne größere Gelenkbolzen (Abb. 38); diese Verbindungsmittel legen die zu verbindenden Teile durch ihren Abscher-

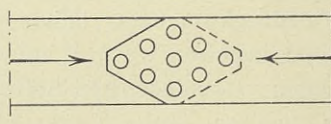


Abb. 37.

¹⁾ Zusammenstellungen der verschiedenen Winkeleisen und Profileisen findet man z. B. in der „Hütte“ und im „Deutschen Normalprofilbuch“.

²⁾ Nach dem Erfinder ihres Walzprozesses, dem Amerikaner Grey so genannt.

widerstand gegeneinander fest. Da, wo Konstruktionselemente oder Bauteile durch einen Zugwiderstand untereinander verbunden werden müssen, sind Schrauben angezeigt. Häufig werden aber auch in diesem Falle Niete angewendet.

Alle Verbindungsmittel müssen die zu verbindenden Teile zu einem einheitlichen Ganzen vereinigen, das nur noch elastischen Formänderungen unterworfen ist. Die Gelenkbolzen werden durch Muttern, die Niete durch Köpfe in ihrer Lage erhalten.

1. Gelenkbolzenverbindung.

Diese Art der Verbindung ist außer bei den Augenstäbenketten von Hängebrücken und bei den Gelenken von Gerberträgern und Bogenbrücken hauptsächlich in Amerika an den Knotenpunkten gegliederter Träger in Gebrauch.

Die Gelenkbolzenverbindung gestattet bei eintretender Formänderung eine Drehung der angeschlossenen Stäbe um den Gelenkbolzen und verhindert, wenn man von der bei der Drehung entstehenden Reibung am Bolzen absieht, das Auftreten von Momenten in der Verbindung.

Werden zwei auf Druck beanspruchte Stäbe durch einen Bolzen miteinander verbunden (Abb. 38), so braucht bei der Errechnung der Stabspannung das Bolzenloch vom Querschnittsinhalt nicht in Abzug gebracht zu werden,

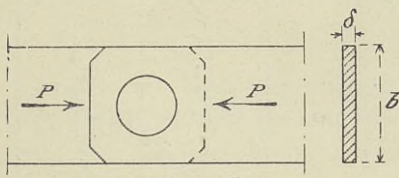


Abb. 38.

weil sich der Stab fest auf den Bolzen aufsetzt. Der Bolzen ist so stark zu machen, daß erstens die zugelassene Abscherspannung σ_a und der als zulässig erachtete Lochleibungsdruck σ_l nicht überschritten wird. Für σ_a darf nach den preußischen Vorschriften nur $\frac{9}{10}$ des für die Normal-

spannung im Stabe zugelassenen Wertes σ angenommen werden. Der Lochleibungsdruck soll bei großen Bolzendurchmessern nur den 1,5fachen Wert von σ erreichen. Die Werte für σ sind von der Stützweite des Trägers abhängig. (Näheres über σ im Abschnitt V.)

Setzt man voraus, daß die Kraft P den Bolzenquerschnitt gleichmäßig auf Abscheren beansprucht und zur Errechnung des Lochleibungsdruckes die Annahme erlaubt ist, daß eine Fläche $= d \cdot \delta$ (Abb. 38) gleichmäßig gedrückt wird, so müssen die beiden Bedingungen erfüllt sein.

$$1. \quad P \leq \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$$

$$2. \quad P \leq d \cdot \delta \cdot \sigma_l$$

Setzt man weiter vorläufig voraus, daß die auf Druck beanspruchten Stäbe so kurz sind, daß Flacheisen genügende Knicksicherheit bieten und für die Querschnittsabmessungen allein die Druckbeanspruchung maßgebend ist, so gilt als dritte Gleichung

$$3. \quad P \leq b \cdot \delta \cdot \sigma$$

Bei gegebenen Größen von σ_a , σ_l und σ und bei Annahme von b läßt sich hieraus δ und d leicht errechnen.

Über die Größe des tatsächlich auftretenden Lochleibungsdruckes sind noch einige genaue Angaben nötig¹⁾ (Abb. 39).

Die Kraft P wird eine derartige Formänderung hervorrufen, daß der Bolzen sich um eine Strecke Δz eindrückt. Die radial gemessenen Formänderungen Δr nehmen von B nach A von Δz bis 0 ab.

$$\Delta r = \Delta z \cdot \cos \alpha.$$

Der radiale Lochleibungsdruck σ_r ist der Formänderung proportional, also

$$\sigma_r = k \cdot \Delta r.$$

Hierin ist k ein vom Material abhängiger Wert. Der auf das unendlich kleine Flächenteilchen $r \cdot d\alpha \cdot \delta$ entfallende Druck ist gleich $r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r$. Zerlegt man nun diese kleinen Druckanteile in senkrechte und wagerechte Komponenten

$$= r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r \cdot \cos \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta r \cdot \cos \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos^2 \alpha$$

beziehungsweise

$$= r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot \sigma_r \cdot \sin \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta r \cdot \sin \alpha = r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos \alpha \sin \alpha,$$

so müssen die Gleichungen bestehen:

$$P = \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos^2 \alpha$$

$$= r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \int_{-\frac{\pi}{2}}^{+\frac{\pi}{2}} \cos^2 \alpha d\alpha = r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cdot \frac{\pi}{2}$$

$$H = \int_0^{\frac{\pi}{2}} r \cdot d\alpha \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z \cos \alpha \sin \alpha$$

$$= \frac{r \cdot \delta \cdot k \cdot \Delta z}{2}.$$

Hieraus folgt:

$$\frac{P}{H} = \pi \text{ und } H = \frac{P}{\pi} = 0,318 P.$$

Macht man die Annahme, daß die Projektion der Leibungsfläche gleichmäßig mit σ_l gedrückt wird, so gilt die Gleichung:

$$a) P = 2 r \cdot \delta \cdot \sigma_l.$$

Andererseits ist:

$$P = \delta \cdot r \cdot \Delta z \cdot k \cdot \frac{\pi}{2}.$$

Setzt man in diese Gleichung die Beziehung ein:

$$\Delta z \cdot k = \sigma_r \text{ (bei B),}$$

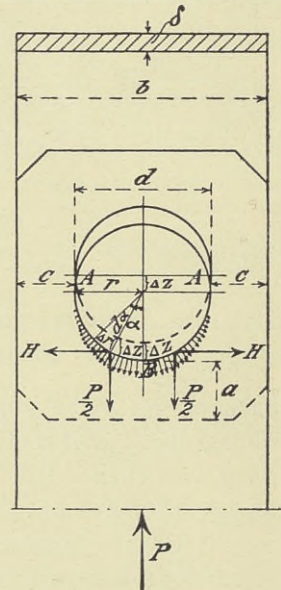


Abb. 39.

¹⁾ Die folgenden Angaben sind dem Handbuch der Ingenieurwissenschaften entnommen.

so nimmt sie folgende Form an:

$$b) P = \delta \cdot r \cdot \sigma_r \text{ (bei B) } \frac{\pi}{2}.$$

Aus den Gleichungen a) und b) folgt:

$$\sigma_r \text{ (bei B) } \frac{\pi}{2} = 2 \cdot \sigma_l$$

$$\sigma_r \text{ (bei B) } = \frac{4}{\pi} \cdot \sigma_l = 1,27 \sigma_l.$$

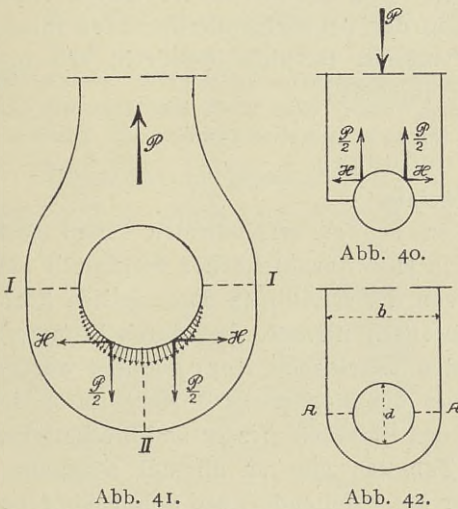
Es tritt also ein Lochleibungsdruck auf, der gleich dem 1,27 fachen des Wertes ist, der aus der Formel $P = \sigma_l \cdot d \cdot \delta$ errechnet wird. Nach dieser genaueren Berechnung erhält man folgende drei Bedingungen:

$$A \left\{ \begin{array}{l} 1. P \leq b \cdot \delta \cdot \sigma \\ 2. P \leq \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a \\ 3. P \leq \delta \cdot d \cdot \sigma_r \cdot \frac{\pi}{4}. \end{array} \right.$$

Hierin bedeutet σ_r den größten zulässigen Lochleibungsdruck. Aus den drei Gleichungen werden folgende Beziehungen abgeleitet:

$$B \left\{ \begin{array}{l} 1. \frac{d}{\delta} = \frac{\sigma_r}{\sigma_a} \\ 2. \frac{d}{b} = \frac{\sigma}{\sigma_r} \frac{4}{\pi} = 1,27 \frac{\sigma}{\sigma_r}. \end{array} \right.$$

Aus den eben angestellten Betrachtungen geht hervor, daß der Stab von zwei Kräften H beansprucht wird, die ihn in der Mitte aufzureißen bestrebt sind. Bei den auf Druck beanspruchten Gliedern brauchen die Stäbe rechnerisch nicht über die Bolzenmitte hinausgeführt zu werden (Abb. 40). Die auf Zug beanspruchten Stäbe müssen eine Form erhalten, die der Notwendigkeit, bei der Ermittlung der Spannung das Bolzenloch von der Querschnittsfläche in Abzug zu bringen, Rechnung trägt. Dazu eignet sich vor allen anderen die Form des Augenstabes (Abb. 41). Würde man den Stab nach Abb. 42 ausbilden, so könnte man den Querschnitt des Stabes nicht voll ausnutzen, da der durch das Bolzenloch verminderte Querschnitt $A-A$ für die Beanspruchung maßgebend ist.



Die Lochleibung wird in derselben Weise beansprucht, wie bei den gedrückten Stäben erläutert ist. Nur liegt hier die beanspruchte Lochleibung auf der der Kraft abgekehrten Seite des Bolzens (Abb. 41). Besonders gefährdet sind die beiden Querschnitte I und II, der erste durch die Kraft P , der zweite durch die Kräfte H .

Über die Herstellung der Augenstäbe siehe später.

Nachdem die Größen b , d und δ aus den drei Gleichungen A bestimmt sind, findet man die Abmessungen a und c (Abb. 43) nach den von Winkler angegebenen Formeln:

$$a = \frac{1}{2}b + \frac{2}{3}d$$

$$c = \frac{1}{2}b + \frac{1}{3}d.$$

Die Gesellschaft Harkort in Duisburg nimmt für a den Wert $0,9b$ und für c den Wert $0,6$ bis $0,625b$.

In Amerika sind folgende Formeln¹⁾ in Gebrauch:

$$\left. \begin{array}{l} \text{Pencoyd Works} \\ \text{Phönix ville Comp.} \end{array} \right\} a = c = 0,665 b$$

$$\text{Baltimore Bridge Comp.: } a = c = 0,75 b.$$

Handelt es sich nicht nur um Verbindung zweier Eisen nach Abb. 39, sondern z. B. um eine amerikanische Gelenkbolzenverbindung nach Abb. 289, so ist selbstverständlich der Bolzen noch auf Biegung zu berechnen. Die Bolzen erhalten entweder auf einer Seite einen Bund und auf der anderen ein Gewinde mit Mutter, oder auf beiden Seiten Gewinde mit Mutttern. Für die Mutttern empfiehlt sich die in Amerika gebräuchliche Ausbildung (Abb. 44), die es gestattet, daß die Mutttern auch in dem Falle zur festen Anlage kommen, daß die Bolzen etwas länger ausgefallen sind, als die Stärke der zu verbindenden Stäbe zusammen beträgt.

Die Mutttern werden nicht übermäßig fest angezogen, um die Gelenkwirkung durch die infolge der Pressung erzeugte Reibung der nebeneinanderliegenden Bleche nicht in Frage zu stellen. Die Bolzen müssen tadellos abgedreht sein und ohne Spielraum genau in die Löcher hineinpassen.



Abb. 44.

2. Nietverbindungen.

a) Allgemeines.

Bei den Nietverbindungen werden in den zu verbindenden Teilen nach den im Abschnitt VII angegebenen Regeln eine Anzahl Löcher hergestellt und durch diese hellrot glühende Nieteisen von der in Abb. 45 dargestellten Form gesteckt, die eine solche Schaftlänge l besitzen müssen, daß durch Hämmern oder Pressen der mit gestrichelten Linien bezeichnete Kopf gebildet werden kann. Der Überstand dieser Länge l über die Blechstärke δ steht durch die Erfahrung fest und ist für die verschiedenen Nietdurchmesser und Blechstärken von den Brückenbauanstalten in ihren Tabellen ein für allemal angegeben. Der vorhandene Kopf wird Setzkopf, der herzustellende Kopf Schließkopf genannt. Die Niete werden aus Rundeisen durch Pressen des Setzkopfes hergestellt. Das Nietloch muß einen etwas (5 vH.) größeren Durchmesser erhalten als der Schaft des kalten Nietes, damit der warme ausgedehnte Schaft

¹⁾ Entnommen aus: Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken von Dr.-Ing. Bohny.

hindurchgetrieben werden kann. Der Schaft soll beim Einbringen hellrot glühend sein; der Setzkopf soll dagegen höchstens dunkelrot glühen, damit er unter der sich beim Erkalten des Nietschaftes bildenden Zugkraft seine Form nicht ändert. Aus demselben Grunde muß auch der Schließkopf so lange gehämmert und gepreßt werden, bis er anfängt, die Rotglut zu verlieren. Bei guter Nietarbeit gelingt es, den Schaft so zu stauchen, daß der Niet auch nach der Erkaltung das Loch vollständig ausfüllt. Die Bildung des Schließkopfes geschieht durch Hand mit dem Schlaghammer und dem Döpper, der unten eine dem Schließkopf entsprechende Höhlung besitzt, durch Preßluflthämmer oder durch Kniehebelpreßluftmaschinen. Die Kniehebelpressen geben die beste Nietung, weil sie den Schaft durch einen kräftigen gleichmäßigen Druck stauchen und den Niet so lange unter diesem Druck halten können, bis der Schließkopf die Rotglut verloren hat. Sie sind aber wegen ihrer schweren Handhabung nur in der Werkstatt zu verwenden, auf der Baustelle sind die handlichen Preßluflthämmer in Gebrauch. Die Nieten sind soweit wie irgend möglich in der Werkstatt zu schlagen. Die „Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau, aufgestellt vom Verbands deutscher Architekten- und Ingenieurvereine, dem Verein deutscher Ingenieure und dem Verein deutscher Eisenhüttenleute“, enthalten über die Nietarbeit folgende Bestimmungen:

„Die Nieten sind im hellrot warmen 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 vollanliegend ausgeschlagen sein, und es darf dabei keine Vertiefung entstehen. Der etwa entstandene Bart ist sorgfältig zu entfernen. Die Nietköpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

Die Nieten zu verstemmen ist nicht gestattet.

Nach dem Vernieten ist zu untersuchen, ob die Nieten vollkommen festsitzen und nicht prellen. Alle nicht fest eingezogenen oder den sonstigen obengenannten Bedingungen nicht entsprechenden Nieten sind wieder herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Falle ist es gestattet, die Nieten im kalten Zustande nachzutreiben.“

Übersteigt die Blechstärke δ den 4,5fachen Betrag des Durchmessers, so lassen sich die Nieten von der in Abb. 45 dargestellten Form nur noch schlecht

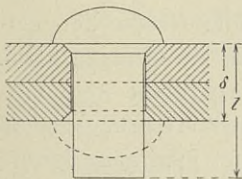


Abb. 45.

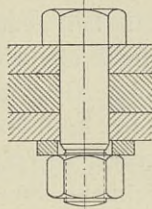


Abb. 46.

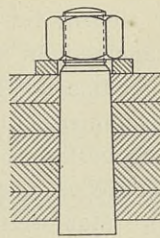


Abb. 47.

stauchen, die Bildung des Schließkopfes gelingt dann nicht vollkommen. Man geht in diesem Falle zu halb versenkten oder ganz versenkten Nietköpfen (Abb. 49 und 50) über. Aber auch diese Nieten können nicht

mehr bei Blechstärken, die das 6fache des Nietdurchmessers übersteigen, Verwendung finden. An ihre Stelle treten dann zweckmäßig gedrehte Schrauben mit zylindrischem (Abb. 46) oder mit kegelförmigem Schaft (Abb. 47), die

genau in die Löcher passen müssen. Die Neigung der Seiten des kegelförmigen Schraubenschaftes beträgt $2:100$.

Nach den preußischen Vorschriften sollen die Nietköpfe in der vollen, halbversenkten und ganz versenkten Form die in den Abb 48 bis 50 angegebenen Abmessungen haben. Der volle Kopf hat eine elliptische Form. In Bayern verwendet man für den vollen Kopf dagegen die Kreisform (Abb. 51).

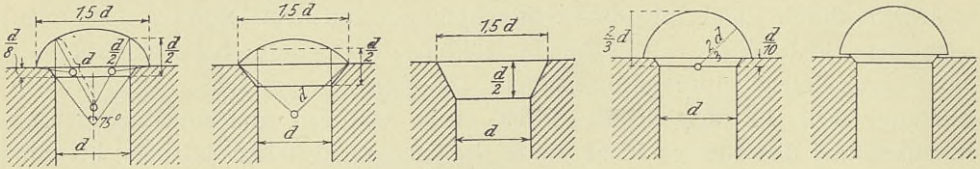


Abb. 48.

Abb. 49.

Abb. 50.

Abb. 51.

Abb. 52.

Die in Abb. 48 dargestellte Form des Kopfes mit dem kegelförmigen Übergang vom Schaft zum Kopf ist auf Grund eingehender Versuche gelegentlich des Baues der alten Wechselbrücke bei Dirschau und der Nogatbrücke bei Marienburg als diejenige ermittelt worden, die in bezug auf Materialaufwand, gute Herstellung des Schließkopfes und Haltbarkeit die günstigste ist. Der kegelförmige Übergang vom Schaft zum Kopf verlangt aber beim fertigen Setzkopf eine tadellose Ausführung der Versenkung, die in der Praxis nicht zu erreichen ist. Die Versenkung fällt häufig nicht zentrisch zum Nietloche aus, oft ist sie zu klein oder zu groß. In den beiden ersten Fällen kommt der Setzkopf nicht zum Aufsitzen (Abb. 52), im letzten Falle füllt der kegelförmige Übergang die Versenkung nicht aus.

Wegen dieser Übelstände und der unbequemen Herstellung des Versenkens hat der Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken in jüngster Zeit über den Wert des Versenkens eingehende Versuche angestellt, die das Ergebnis gehabt haben, daß Niete ohne Versenk auf Abreißen und Abscheren genau so haltbar sind wie die Niete mit Versenk. Auf Antrag des genannten Vereins haben verschiedene Behörden neuerdings von der Vorschrift des kegelförmigen Überganges Abstand genommen, unter anderen auch der preußische Minister der öffentlichen Arbeiten.

Durch das Erkalten ziehen die Niete sich zusammen und pressen mit ihren Köpfen die Bleche aneinander, so daß bei genügender Größe der entstehenden Reibung die Aufnahme der Kräfte P allein durch sie erfolgen kann. Da aber der durch die Zusammenziehung der Niete hervorgerufene Reibungswiderstand nicht rechnerisch bestimmt werden kann und auch erfahrungsgemäß viele Niete im Laufe des Betriebes lose werden, so verzichtet man ganz darauf, ihn in Rechnung zu stellen. Man weist vielmehr dem Abscherwiderstand der Niete die ganze Kraftaufnahme zu. Wird die Nietverbindung so hoch beansprucht, daß eine Zerstörung eintritt, so erfolgt diese entweder durch Überwindung der Abscherfestigkeit des Nietschaftes oder der Festigkeit des das Nietloch umgebenden Materials. Man unterscheidet Kraft- und Heftniete. Die Kraftniete dienen zur Kraftübertragung, die Heftniete zum Fugenschluß. Die

Heftniete in gedrückten Teilen haben ferner die Aufgabe, die Knicklänge der Elemente in angemessenen Grenzen zu halten.

b) Einschnittige und zweischnittige Vernietung.

Man unterscheidet einschnittig und zweischnittig beanspruchte Niete, kurz auch einschnittige und zweischnittige Niete genannt (Abb. 53 und 54). Wir

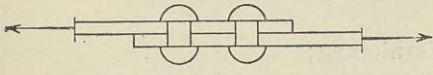


Abb. 53.

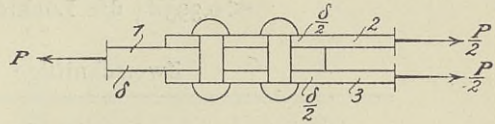


Abb. 54.

setzen vorläufig voraus, daß bei der in Abb. 53 dargestellten Anordnung beide Bleche die gleiche Stärke δ und bei der aus Abb. 54 zu ersehenden Anordnung die Bleche 2 und 3 halb so stark sind wie das Blech 1. Der Nietdurchmesser sei d .

Die Tragkraft eines einschnittigen Nietes ist einerseits unter Berücksichtigung des Abscherwiderstandes $= \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$ und andererseits unter Berücksichtigung des Lochleibungsdruckes $= d \cdot \delta \cdot \sigma_l$, wobei angenommen wird, daß der Lochleibungsdruck sich auf die Fläche $d \cdot \delta$ gleichmäßig verteilt.

In der Regel wird für den Lochleibungsdruck der doppelte Wert von dem zugelassen, der für die Abscherbeanspruchung als zulässig erachtet wird. Es kann also $\sigma_l = 2 \sigma_a$ gesetzt werden.

Die Tragfähigkeit eines Nietes ist demnach einerseits $= 2 \cdot \sigma_a \cdot d \cdot \delta$, andererseits $= \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$. Die Berechnung der erforderlichen Anzahl von Nieten hat nach dem kleineren von beiden Werten zu erfolgen. Ist $2 \sigma_a \cdot d \cdot \delta > \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$ d. h. $\delta > \frac{3,14}{8} d = 0,393 d$, so hat die Berechnung der erforderlichen Nietzahl nach der Tragkraft eines Nietes $= \frac{\pi d^2}{4} \sigma_a$ zu erfolgen, im Falle, daß $\delta < 0,393 d$ ist, nach der Tragkraft $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$.

Bei zweischnittiger Vernietung ändert sich die Tragkraft in der Lochleibung nicht, wohl aber die Abscherkraft, weil hier zwei Schnitte in Frage kommen, sie ist $= \frac{2 \pi d^2}{4} \sigma_a$. Die Bestimmung der erforderlichen Nietanzahl hat demnach bei zweischnittiger Vernietung nach der Tragkraft $\frac{2 \pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$ zu erfolgen, wenn $2 \sigma_a \cdot d \cdot \delta > \frac{2 \pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$, d. h. $\delta > 0,785 d$ ist, dagegen nach der Tragkraft $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$, wenn die Bedingung erfüllt ist: $2 \sigma_a \cdot d \cdot \delta < \frac{2 \pi d^2}{4} \sigma_a$, d. h. $\delta < 0,785 d$. Es läßt sich kurz folgende Regel aufstellen:

Einschnittige Vernietung:

Ist die Blechstärke δ	so ist für die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl maßgebend
$> 0,393d$	die Abscher-Tragkraft = $\frac{\pi d^2}{4} \sigma_a$
$< 0,393d$	die Lochleibungs-Tragkraft = $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$

Zweischnittige Vernietung:

Ist die Blechstärke δ	so ist für die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl maßgebend
$< 0,785d$	die Lochleibungs-Tragkraft = $d \cdot \delta \cdot \sigma_l$
$> 0,785d$	die Abscher-Tragkraft = $2 \frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a$

In nachstehender Tabelle sind für die verschiedenen Nietdurchmesser die Werte $0,393d$ und $0,785d$ angegeben.

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
$0,393d$	0,51	0,63	0,71	0,786	0,865	0,904	0,943	1,02
$0,785d$	1,02	1,26	1,41	1,57	1,73	1,805	1,88	2,04

c) Abstände der Niete voneinander und vom Blechrand.

Mit Ausnahme eines Sonderfalles, der bei der Abhandlung über die Ausbildung der vollwandigen Träger besprochen wird und eine rechnerische Bestimmung des Nietabstandes erfordert, sind für die Abstände der Niete unter sich und von den Rändern folgende Regeln zu beachten. Die Niete sollen voneinander einen Mindestabstand von $2,5d$, besser von $3d$ haben, vom Blechrand in der Krafrichtung von $2d$, und vom Blechrand senkrecht zur Krafrichtung von $1,5d$ (Abb. 55). Andererseits soll der Abstand der Niete vom Rande nicht mehr als $2,5$ bis $3d$

betragen, da sonst ein Klaffen der Fugen zu befürchten ist. Aus dieser Bedingung folgt für die einzelnen Nietdurchmesser die Breite der Bleche, die noch einreihig vernietet werden können.

Der Abstand der Niete unter sich soll das Maß von $6d$ nicht überschreiten, wenn die Niete Kräfte zu übertragen haben. Bei Heftnieten in gedrückten Stäben kann dieses Maß auf $8d$, in gezogenen Gliedern auf $10d$ erweitert werden. Größere Abstände sind zu vermeiden, da sich sonst zwischen den zu verbindenden Blechen Fugen bilden können, die dem Wasser den Eintritt gestatten. Sind bei breiteren Blechen die beiden äußersten Nietreihen nach diesen Regeln gebildet, so kann für die inneren Nietreihen wohl auch eine noch weitere Teilung angeordnet werden. In der

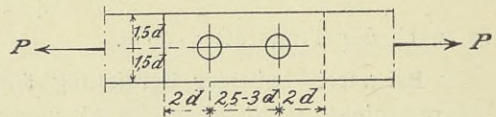


Abb. 55.

folgenden Tabelle sind die Werte $1,5d$, $2d$, $2,5d$, $3d$, $6d$ und $8d$ für verschiedene Nietdurchmesser zusammengestellt.

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
$1,5d$	1,95	2,4	2,7	3,0	3,3	3,45	3,6	3,9
$2,0d$	2,6	3,2	3,6	4,0	4,4	4,6	4,8	5,2
$2,5d$	3,25	4,0	4,5	5,0	5,5	5,75	6,0	6,5
$3,0d$	3,9	4,8	5,4	6,0	6,6	6,9	7,2	7,8
$6,0d$	7,8	9,6	10,8	12,0	13,2	13,8	14,4	15,6
$8,0d$	10,4	12,8	14,4	16,0	17,6	18,4	19,2	20,8

Zum Anschluß von Winkeleisen an andere Teile wird bis zu einer Schenkelbreite von 12 cm eine einfache Nietung (Abb. 56), darüber hinaus eine zweifache, sogenannte versetzte Nietung angeordnet (Abb. 57).

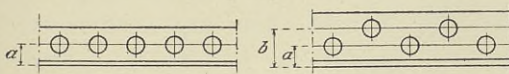


Abb. 56.

Abb. 57.

In der nachstehenden Tabelle¹⁾ sind die gebräuchlichen Wurzelmaße²⁾ a und b für die verschiedenen Nietdurchmesser zusammengestellt.

Schenkelbreite der L- und C-Eisen mm	Wurzelmaß mm	Größter zulässiger Niet- oder Schraubendurchmesser mm	Schenkelbreite der L- und C-Eisen mm	Wurzelmaß mm	Größter zulässiger Niet- oder Schraubendurchmesser mm
Einreihig	a	8	80	45	23
			90	50	23
			100	55	26
			110	60	26
			120	65	26
			30	18	10
35	20	10			
40	23	10			
45	25	13			
50	30	13			
55	30	16			
60	35	18			
65	35	20			
70	40	20			
75	40	22			
Zweireihig	b	26	130	95	26
			140	100	26
			150	110	26
			160	115	26
			a	b	

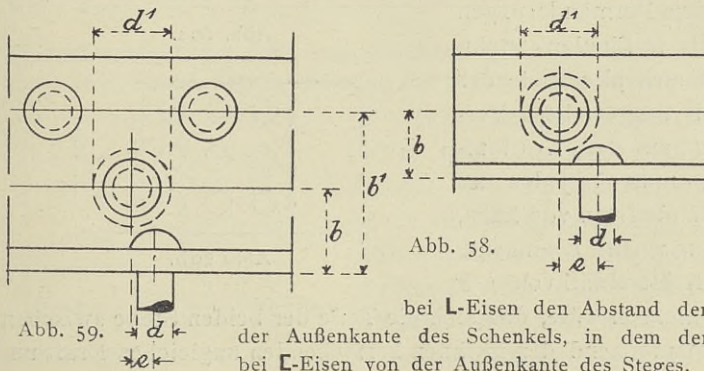


Abb. 59.

Abb. 58.

bei L-Eisen den Abstand der Mitte des Nietes von der Außenkante des Schenkels, in dem der Niet nicht sitzt, bzw. bei C-Eisen von der Außenkante des Steges.

Wichtig ist ferner der kleinste

1) Diese und die nächste Tabelle sind einem Heft der Union, Dortmund, entnommen.

2) Unter Wurzelmaß versteht man

wagrecht gemessene Abstand e zwischen zwei Nieten, von denen einer im wagerechten, der andere im senkrechten Schenkel des Winkels sitzt (Abb. 58 u. 59). Die Werte von e sind in der folgenden Tabelle für die verschiedenen Winkel und Nietdurchmesser angegeben. Das Maß e wird von dem Durchmesser des Döppers, mit dem der Schließkopf gebildet wird, bedingt.

**Kleinster zulässiger Abstand e
zweier im Winkeleisen gegenüberstehender Niete.**

Schenkel- breite mm	Wurzel- maß b bezw. b' mm	Nietdurchmesser d in cm					
		13	16	18	20	23	26
45	25	25					
50	30	20					
55	30	20	30				
60	35	10	25	25			
65	35	15	20	25	30		
70	40	0	15	20	25		
75	40	0	15	20	25		
80	45	0	0	0	15	25	
90	50	0	0	0	0	15	
100	55	0	0	0	0	0	20
110	60	0	0	0	0	0	0
120	65	0	0	0	0	0	0
130	50/95	0	0	0	15	25	35
140	50/100	0	0	0	0	15	30
150	60/110	0	0	0	0	0	20
160	60/115	0	0	0	0	0	20
Durchmesser des Döppers d^1		35	40	43	45	50	55

d) Verteilung der Kraft auf die einzelnen Niete einer Verbindung.

Leider liegen noch sehr wenige Versuche vor, die einen sicheren Schluß auf die Verteilung der anzuschließenden Kraft auf die einzelnen Niete einer Verbindung zuließen. Es steht jedenfalls fest, daß die allgemeine Annahme, daß alle Niete einer Verbindung gleich beansprucht werden, nur dann Berechtigung hat, wenn sie mit den Formänderungen der verbundenen Teile in Einklang steht. Nimmt man an, daß sich alle Niete der in den Abb. 60a u. b dargestellten Verbindung gleichmäßig an der Kraftaufnahme beteiligen, so muß für jeden der beiden Stäbe, für den obersten von links, für den untersten von rechts beginnend, in jeder Nietreihe ein Kräfteabfall von $\frac{1}{3} P$ eintreten. Die Folge hiervon wäre, daß sich die Teile der beiden Stäbe zwischen je zwei Nietreihen entsprechend der in ihnen herrschenden ungleichen Kraft un-

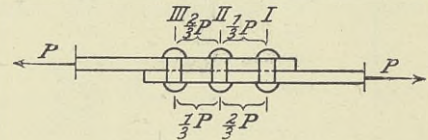


Abb. 60a.

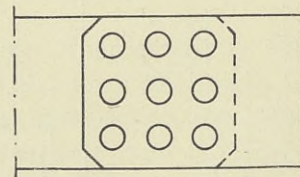


Abb. 60b.

gleich ausdehnen, da sie gleichen Querschnitt besitzen; diese Formänderung ist aber unmöglich und infolgedessen auch die angenommene Kraftverteilung auf die Niete. Sieht man vorläufig von der Formänderung der Niete ab, so ist es vielmehr wahrscheinlicher, daß die äußersten Nietreihen allein die Kraft aufnehmen. Es erfolgt dann wenigstens eine Formänderung, die nicht mit der Kraftverteilung in Widerspruch steht (Abb. 61). Nun tritt aber sicher auch

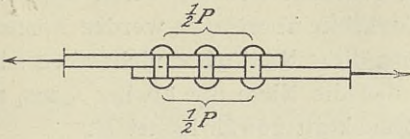


Abb. 61.

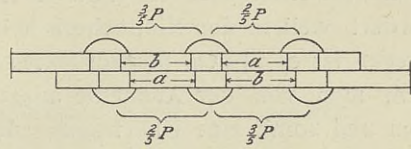


Abb. 62.

eine Formänderung der Niete ein (Abb. 62), an der sich auch die mittelste Nietreihe beteiligen muß. Nimmt man beispielsweise an, daß die äußersten Nietreihen je $\frac{2}{5}P$ und die mittelste Nietreihe $\frac{1}{5}P$ erhalten, so gibt dies einen Belastungszustand, der sich wohl mit der Formänderung vereinbaren läßt. In der Abb. 62 ist die Formänderung der Niete übertrieben dargestellt. Die Entfernungen a sind kleiner als b , ein Ergebnis, das in Einklang mit der Formänderung infolge der in den Strecken a und b herrschenden Zugkräfte steht. Um dem Übelstande, daß sich einzelne Niete im geringeren Maße als andere an der Kraftaufnahme beteiligen, abzuhelpen, müßten den Stabteilen der beiden Stäbe zwischen je zwei Nietreihen solche Querschnitte zugewiesen werden, die eine mit der gleichen Beanspruchung aller Niete übereinstimmende Formänderung ermöglichen. So müßte z. B. bei der in der Abb. 60 wiedergegebenen Anordnung der obere Stab zwischen I und II, der untere Stab dagegen zwischen II und III nur die Hälfte des Querschnittes, der an den übrigen Stellen vorhanden ist, besitzen. Eine derartige Querschnittsverminderung läßt sich aber nicht ausführen. Diese Betrachtungen zeigen jedenfalls, daß man auf eine gleiche Beanspruchung aller Niete einer Verbindung nicht rechnen darf, daß vielmehr einzelne Niete erheblich mehr beansprucht werden als die anderen. Andererseits liegt jedoch die beruhigende Tatsache vor, daß sich die Nietverbindungen, die unter der Annahme gleicher Kraftverteilung auf die einzelnen Niete berechnet sind, durchaus gut bewährt haben. Immerhin ist es erwünscht, durch umfangreiche Versuche das Verhalten der verschiedenen Nietverbindungen bei der Kraftaufnahme klarzustellen.

e) Nietverbindungen, die zum Anschluß gezogener Stäbe an anderen Teilen einer Eisenkonstruktion oder zur Stoßdeckung solcher Stäbe dienen.

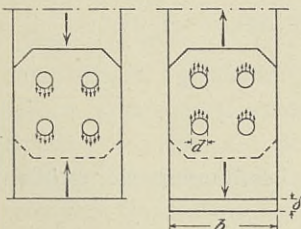


Abb. 63.

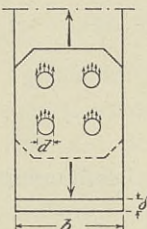


Abb. 64.

Während man bei gedrückten Stäben die Nietlöcher nicht von dem Stabquerschnitt abzuziehen braucht, weil die Kraftübertragung an die Niete in der vorderen Lochleibung des Nietloches erfolgt (Abb. 63), ist es bei gezogenen Stäben erforderlich, gewisse Nietlöcher von dem Querschnitt in Abzug zu bringen, weil die Kraftübertragung an die Niete erst in der hinteren Lochleibung bewirkt wird (Abb. 64).

Bei der hier dargestellten Anordnung muß vom Querschnitt $b \cdot \delta$ die Fläche $2 \cdot d \cdot \delta$ abgezogen werden, für die Übertragung der Zugkraft P kommt also nur der nutzbare Querschnitt $(b - 2d) \cdot \delta$ in Frage.

Handelt es sich nicht um Niete, die Kräfte aufzunehmen haben, sondern nur um sogenannte Heftniete, die einzelne Teile, aus denen gedrückte oder gezogene Stäbe zusammengesetzt sind, zusammenhalten, so müssen in gezogenen Stäben die Nietlöcher ebenfalls in Abzug gebracht werden, deren Lage dies erfordert, weil in den Nietlöchern keine Zugkräfte übertragen werden können.¹⁾ Dagegen ist es üblich, in gedrückten Stäben diese Nietlöcher nicht abzuziehen, indem man von der Annahme ausgeht, daß die Niete die Löcher ganz ausfüllen und somit eine Übertragung der Druckkraft gewährleisten ist.

Man wird bei gezogenen Stäben eine solche Nietstellung wählen, die mit dem geringsten Verlust für die Querschnittsgröße verbunden ist. Die hierbei zu beachtenden Regeln sind sehr einfach. Handelt es sich beispielsweise um den Stoß eines gezogenen Flacheisens, der auf der einen Seite durch eine Lasche gedeckt wird, und erfordert die Stoßdeckung beiderseits des Stoßes neun Niete, so wäre es falsch, die Anordnung der Niete nach Abb. 60 zu

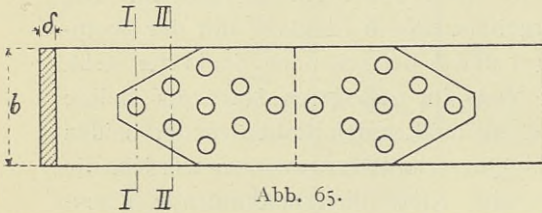


Abb. 65.

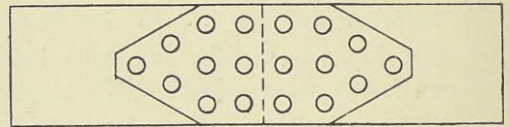


Abb. 66.

gestalten, da sie den Abzug von drei Nietlöchern erforderlich macht, also der nutzbare Querschnitt nur die Größe $b \cdot \delta - 3d\delta$ besitzt. Man bildet den Stoß vielmehr nach Abb. 65 oder 66 aus.

Unter einer gewissen Bedingung, der die folgende Betrachtung gilt, braucht bei dieser Anordnung der Niete vom Querschnitt $b \cdot \delta$ des Stabes nur ein Nietloch in Abzug gebracht zu werden, um aus der Beziehung:

$$a) \sigma_1 = \frac{P}{\delta(b-d)}$$

die größte Spannung im Stabe zu errechnen. P bedeutet die im Stabe herrschende Zugkraft und d den Nietdurchmesser. Nimmt man an, daß die Kraft P sich gleichmäßig auf die n Niete der Verbindung verteilt, so nimmt jeder Niet $\frac{P}{n}$ auf, und der erste Niet gibt an die Stoßlasche eine Kraft $= \frac{P}{n}$ ab.

Die Spannung im Querschnitt II ist:

$$\sigma_{II} = \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta(b-2d)}$$

Ist nun $\sigma_1 > \sigma_{II}$, so ist die Gleichung a) für die Bestimmung der größten

¹⁾ Siehe hierzu die Abb. 230 und die zugehörige Beschreibung.

Spannung maßgebend. Die Bedingung $\sigma_I > \sigma_{II}$ läßt sich folgendermaßen umformen:

$$\frac{P}{\delta(b-d)} > \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta(b-2d)}$$

$$(b-2d)n > (b-d)(n-1)$$

$$nb - (n-1)b > 2nd - (n-1)d$$

$$b > (n+1)d.$$

Ist also $b > (n+1)d$, so ist die Spannung im Querschnitt I, die aus der Gleichung $\sigma_I = \frac{P}{\delta(b-d)}$ errechnet wird, die größte.

Ist dagegen diese Bedingung nicht erfüllt, so ist die Spannung im Quer-

schnitt II: $\sigma_{II} = \frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta(b-2d)}$ größer als σ_I , und falls

$$\frac{\frac{n-1}{n} P}{\delta(b-2d)} < \frac{\frac{n-3}{n} P}{\delta(b-3d)},$$

$$\text{d. h. } b < \frac{d(n+3)}{2}$$

ist, so ist sogar die Spannung im Querschnitt III = $\frac{\frac{n-3}{n} P}{\delta(b-3d)}$ größer als σ_{II} .

Die Bedingung $b > (n+1)d$ lehrt, daß die Zahl der Anschluß- oder Stoßniete nicht beliebig vermehrt werden darf, ohne den nutzbaren Querschnitt des Stabes zu vermindern.

Bei dem in Abb. 66 dargestellten Fall ist natürlich vom Laschenquerschnitt ein Abzug von drei Nietlöchern zu machen und für die Lasche ein

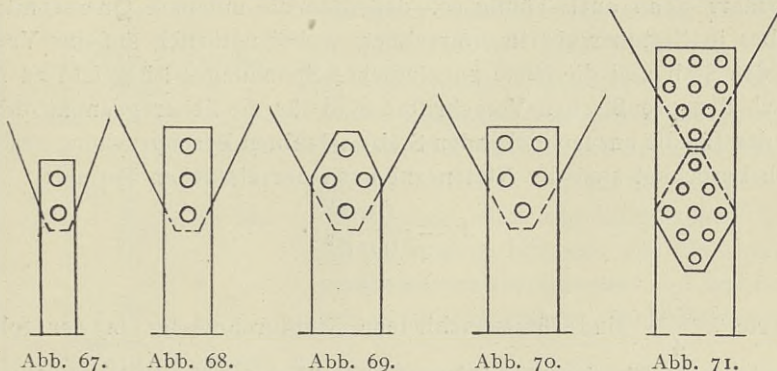


Abb. 67.

Abb. 68.

Abb. 69.

Abb. 70.

Abb. 71.

entsprechend größerer Querschnitt zu wählen. Sollen Stab und Lasche denselben Querschnitt erhalten, so sind die Niete nach Abb. 65 anzuordnen. Handelt es sich um den Anschluß von gezogenen Stäben an Knotenblechen, so sind dieselben Regeln zu beachten. Das Knotenblech besitzt in der Regel reichlich Querschnitt, so daß es auch beim Abzug von mehr als einem Niet nicht überanstrengt wird. Die Abb. 67 bis 70 zeigen einige zweckmäßige

unmittelbare Anschlüsse von Zugstäben an Knotenblechen. Beim Anschluß eines Zugstabes mittels einer Lasche ist die in Abb. 71 dargestellte Nietstellung erforderlich, um eine Überanstrengung der Lasche zu vermeiden. Der Querschnitt des Knotenbleches ist so reichlich, daß auch ein Abzug von drei Nietlöchern noch zulässig ist.

f) Berechnung der erforderlichen Anzahl von Nieten für einen Anschluß oder Stoß.

α) Einschnittige Vernietung.

1. Ist die Blechstärke δ größer als $0,393 d$ (vergl. S. 18), so erhält man die erforderliche Nietanzahl n aus der Gleichung:

$$n = \frac{P}{\frac{\pi d^2}{4} \cdot \sigma_a}$$

2. Ist δ kleiner als $0,393 d$, so wird n berechnet aus der Bedingung:

$$n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l}$$

β) Zweischnittige Vernietung.

1. Ist $\delta < 0,785 d$, so folgt n aus der Bedingung:

$$n = \frac{P}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l}$$

2. Ist $\delta > 0,785 d$, so ergibt sich n aus der Gleichung:

$$n = \frac{P}{\frac{2 \pi d^2}{4} \sigma_a}$$

Für die einschnittige Vernietung liegt in der Regel der Fall vor, daß $\delta > 0,393 d$ und infolgedessen die Schertragkraft der Niete maßgebend ist. Man verfährt dann auch häufig so, daß man die nutzbare Querschnittsfläche des Stabes in Nietquerschnitte umrechnet, wobei natürlich auf das Verhältnis der für den Stab und die Niete zugelassenen Spannungen Rücksicht zu nehmen ist. Nach den preußischen Vorschriften sind für die Scherspannung der Niete nur $\frac{9}{10}$ der für die anzuschließenden Stäbe erlaubten Beanspruchung zugelassen. Hiernach berechnet sich die Nietanzahl nach der einfachen Formel:

$$n = \frac{10 F}{\frac{9 \pi d^2}{4}}$$

Die Werte $\frac{9 \pi d^2}{4}$ sind für verschiedene Nietdurchmesser in der folgenden Tabelle, in der noch einmal die im vorstehenden erwähnten Werte zusammengestellt sind, angegeben.

Für die zweischnittige Vernietung ist meist der Lochleibungsdruck für die Bestimmung der erforderlichen Anzahl n der Anschlußniete maßgebend. Man errechnet n aus der Bedingung:

$$n = \frac{F \cdot \sigma}{d \cdot \delta \cdot \sigma_l} = \frac{F \cdot \sigma}{2 \cdot d \cdot \delta \cdot \sigma_a} = \frac{10 F}{18 \cdot d \cdot \delta}$$

Die nachstehende Tabelle enthält auch die Werte $18 \cdot d$.

d in cm	1,3	1,6	1,8	2,0	2,2	2,3	2,4	2,6
$0,393 d$	0,51	0,63	0,71	0,786	0,865	0,904	0,943	1,02
$0,785 d$	1,02	1,26	1,41	1,57	1,73	1,805	1,88	2,04
$1,5 d$	1,95	2,4	2,7	3,0	3,3	3,45	3,6	3,9
$2,0 d$	2,6	3,2	3,6	4,0	4,4	4,6	4,8	5,2
$2,5 d$	3,25	4,0	4,5	5,0	5,5	5,75	6,0	6,5
$3 d$	3,9	4,8	5,4	6,0	6,6	6,9	7,2	7,8
$6 d$	7,8	9,6	10,8	12,0	13,2	13,8	14,4	15,6
$8 d$	10,4	12,8	14,4	16,0	17,6	18,4	19,2	20,8
$\frac{\pi d^2}{4}$	1,327	2,01	2,54	3,14	3,8	4,15	4,52	5,31
$\frac{9 \pi d^2}{4}$	11,95	18,1	22,86	28,26	34,2	37,35	40,68	47,79
$18 d$	23,4	28,8	32,4	36,0	39,6	41,4	43,2	46,8

Es empfiehlt sich, bei einem Bauwerk möglichst wenig verschiedene Nietdurchmesser zu verwenden. Man wird bei kleineren Bauwerken mit zwei, bei größeren mit drei verschiedenen Nietdurchmessern auskommen. Bei einem Überbau mit Buckelplattenabdeckung der Fahrbahn z. B. erhalten die Hauptträger Niete von 2,6 cm Durchmesser, die Fahrbahnträger von 2,3 cm und die Buckelplatten zu ihrer Befestigung Niete von 1,3 cm Durchmesser.

g) Gebräuchliche Nietdurchmesser und ihre Bezeichnung.

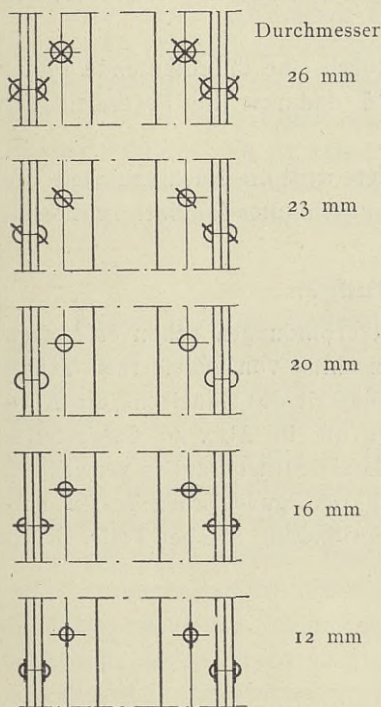


Abb. 72.

Es ist erwünscht und auch möglich, nur wenige verschiedene Nietdurchmesser zu verwenden. Der Verein deutscher Brücken- und Eisenbaufabriken hat sich daher ein Verdienst erworben, daß er in letzter Zeit die Anregung gegeben hat, nur noch Niete von 12, 16, 20, 23 und 26 mm Durchmesser zu verwenden. Viele Behörden, so auch der preußische Minister der öffentlichen Arbeiten haben daraufhin bestimmt, künftig nur noch diese Nietdurchmesser für alle Eisenkonstruktionen in Anwendung zu bringen. Die Darstellung der verschiedenen Durchmesser auf den Zeichnungen ist in der Abb. 72 wiedergegeben.

h) ZerreiBversuche mit Nietverbindungen.

Dr. H. Zimmermann hat im Jahre 1878 mit Nietverbindungen ZerreiBversuche zur Erprobung ihrer Festigkeit und ihres Verhaltens beim Bruch angestellt, die noch nicht durch andere Versuche überholt sind und deren Ergebnisse im folgenden teilweise wiedergegeben sind.

α) Nietverbindungen, bei denen sich die verbundenen Stäbe unmittelbar berühren (Abb. 73), besitzen größere Festigkeit als Nietverbindungen, bei denen die gestoßenen Stäbe durch durchlaufende Stäbe getrennt sind (Abb. 74). Die Erscheinung erklärt sich dadurch, daß die gestoßenen Teile eine größere Nachgiebigkeit besitzen als die durchlaufenden, und infolgedessen die letzteren stärker beansprucht werden als die ersten. Der Bruch erfolgte bei Anordnungen nach Abb. 74 durch Zerreißen des durchgehenden Stabes am Nietloch (Abb. 75). Als gefährliche Querschnitte bei der Anordnung nach Abb. 73



Abb. 73.

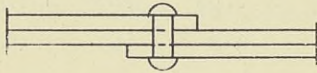


Abb. 74.

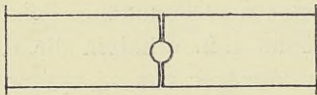


Abb. 75.

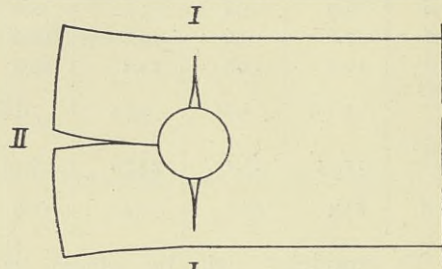


Abb. 76.

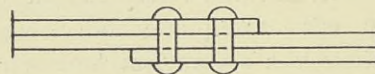


Abb. 77.

erwiesen sich die Querschnitte I und II (Abb. 76). Hierdurch werden die Erörterungen auf Seite 13 bestätigt.

β) Wird die Anzahl der Nieten, die zwei durch eine durchlaufende Platte getrennte Stäbe verbinden, vergrößert, so wird dadurch die Festigkeit der ganzen Verbindung erhöht (Abb. 77).

Erklärung: Durch die Vermehrung der Nieten wird die Nachgiebigkeit der gestoßenen Teile vermindert und dadurch die durchlaufende Platte entlastet.

3. Schraubenverbindungen.

Außer dem bei der Beschreibung der Nietverbindungen schon erörterten Falle (Abb. 46 u. 47) werden Schrauben zum Anschluß von gußeisernen Teilen an flußeisernen Glieder verwendet, weil die Sprödigkeit des Gußeisens die Nietarbeit nicht verträgt. Die Schrauben erhalten die in Abb. 46 dargestellte Form mit Bund und Mutter, oft werden sie auch als Stiftschrauben verwendet, deren Gewinde in entsprechende Einschnitte in den gußeisernen Teilen eingreifen. Schließlich dienen die Schrauben zur Verbindung solcher Teile, deren gegenseitige Beweglichkeit gewahrt werden muß.

Abschnitt IV.

Das Material der eisernen Brücken.

A. Die verschiedenen Eisensorten.

Als Baumaterial für die eisernen Brücken kommt Gußeisen, Schweiß-eisen, Schweißstahl, Flußeisen, Flußstahl und Nickelstahl in Frage. Das zu Bauzwecken verwendete Eisen ist kein reines Eisen, sondern eine Legierung von Eisen, Kohlenstoff, Mangan, Silizium, Phosphor und Schwefel. Der Gehalt an Kohlenstoff bestimmt die Eisensorte. Mit wachsendem Kohlenstoff nimmt die Härte und die Schmelzbarkeit des Eisens zu, die Zähigkeit aber ab. Das im Hochofen erzeugte Roheisen ist das kohlenstoffreichste Eisen; es besitzt mehr als 2 vH. Kohlenstoff. Das Schweiß- und Flußeisen sind die kohlenstoffärmsten Eisensorten; beim Flußeisen steigt der Kohlenstoffgehalt etwa nur bis zu 0,15 vH. Beim Stahl, der für Bauzwecke Verwendung findet, schwankt der Kohlenstoffgehalt zwischen 0,15 und 0,5 vH., bei Werkzeugstahl zwischen 0,5 und 1,5 vH.

Feste Grenzen lassen sich jedoch nicht ziehen.

1. Das Roheisen.

Das Erzeugnis des Hochofens, das Roheisen, wird eingeteilt in weißes und graues Roheisen.

Das weiße Roheisen enthält den Kohlenstoff als vollständig gelösten Bestandteil. Es ist hart und spröde und wird nur zum Zweck der Umwandlung in eine andere Eisensorte hergestellt. Im grauen Roheisen ist der Kohlenstoff teilweise als Graphit ausgeschieden, der auch die graue Färbung des Eisens bestimmt. Es ist weich und verhältnismäßig zähe und eignet sich daher zur Herstellung von Guß. Das Gußeisen ist also graues Roheisen. Es ist nicht schmiedbar. Sein spezifisches Gewicht ist 7,25.

2. Das Schweißeisen.

Durch teilweise Entfernung der Nebenbestandteile des Roheisens, wie Silizium, Phosphor, Schwefel, Mangan und Kohlenstoff können die Eigenschaften einer hohen Festigkeit und einer hohen Dehnbarkeit und Zähigkeit bedeutend verbessert werden. Dies geschah früher allgemein durch das sogenannte Herdfrischen und Puddeln. Beim Herdfrischen schmilzt man das Roheisen im Holzkohlenfeuer nieder und läßt es durch einen Luftstrom tropfen. Beim Puddelprozeß wird das Roheisen in einem wagerechten Flammofen unter Umrühren geschmolzen. Das Eisen kommt hierbei nicht mit dem Brennstoff selbst, sondern nur mit der Flamme in Berührung. In beiden Fällen übersteigt die Temperatur den Schmelzpunkt des durch die Oxydation der Nebenbestandteile gereinigten Eisens nicht. Das gewonnene Eisen ist eine teigige Masse, aus der es in die Erstarrung übergeht. Die in der erstarrten Masse (Luppe genannt) eingeschlossene Schlacke läßt sich nicht vollständig durch Hämmern

entfernen, sie bildet stets einen Bestandteil des Schweißeisens. Die Luppe wird dann zu Luppenstäben ausgewalzt. Eine Anzahl von Luppenstäben wird in Paketen vereinigt, erhitzt, zusammengeschweißt und ausgewalzt. Das Zusammenschweißen der Luppenstäbe hat dem Eisen den Namen Schweiß Eisen gegeben. Es ist schmiedbar, aber nicht merklich härtbar. Sein spezifisches Gewicht ist 7,8.

3. Das Flußeisen.

Im Gegensatz zum Schweiß Eisen wird das Flußeisen als eine flüssige Masse erhalten, die durch Abkühlung allmählich erstarrt. Durch geeignete Vorrichtungen wird die Temperatur beim Schmelzen so hoch getrieben, daß sie den Schmelzpunkt des von den Nebenbestandteilen gereinigten Eisens weit übersteigt.

Man unterscheidet zwei Arten der Flußeisengewinnung:

- a) den Herdofenprozeß,
- b) den Birnenprozeß.

Beim ersteren erhält man das Flußeisen durch mischendes Schmelzen von Roheisen und Eisenschrott im Martinschen Flammofen, dessen Hitze durch Siemenssche Regenerativfeuerung auf 2000° gesteigert werden kann. Sogenannter Siemens-Martin-Prozeß.

Bei den Birnenprozessen wird unter starkem Druck Luft von unten durch das flüssige Roheisen geblasen und hierdurch die Nebenbestandteile, namentlich der Kohlenstoff oxydiert. Die Birnengestalt des Gefäßes, in dem dies geschieht, hat dem Vorgang den Namen gegeben.

Man unterscheidet hier zwei Verfahren:

1. Das Bessemer- oder saure Verfahren.
2. Das Thomas- oder basische Verfahren.

Beim ersteren besteht das Futter der Birne fast ausschließlich aus Kieselsäure. Dies schließt die Bildung einer basischen Schlacke aus, die die Vorbedingung zur Verschlackung der Phosphorsäure ist. Für den Bessemer-Prozeß ist also nur phosphorarmes Roheisen verwendbar, andererseits muß das Roheisen aber reich an Silicium sein, durch dessen Verbrennung wesentlich das Eisen bis zur Vollendung des Prozesses dünnflüssig erhalten wird.

Der Thomas-Prozeß läßt die Verwendung phosphorreichen Roheisens zu, weil die Birne mit einem basischen Futter, nämlich Dolomit versehen ist, das die Bildung einer basischen Schlacke bei Zusatz von Kalk zum flüssigen Eisen ermöglicht.

Das basische Verfahren ist auch auf den Siemens-Martin-Prozeß durch entsprechende Ausfütterung des Flammofens übertragen worden. Früher war auch hier das saure Verfahren allein im Gebrauch.

Ein Einsatz in die Birne, den man Charge nennt, umfaßt 20 t. Ungefähr in 20 Minuten ist eine Charge durchgeblasen. Die Flußeisenerzeugung im Siemens-Martin-Ofen ist viel zeitraubender, eine Charge von 30 t wird in ungefähr 6 Stunden reif. Das flüssige Eisen wird in Formen, die Coquillen genannt werden, gegossen. In diesen erstarrt es zu hellrot glühenden Blöcken, die entweder gleich ausgewalzt werden oder nach Erkaltung und abermaliger

Erhitzung in die Walze kommen. Das Flußeisen ist schmiedbar, aber nicht merklich härtbar. Sein spezifisches Gewicht ist 7,85.

4. Der Stahl.

Der Stahl wird dadurch erhalten, daß man bei den eben geschilderten Verfahren die Entkohlung des Eisens vor ihrer Vollendung unterbricht oder auf irgend eine Weise dem entkohlten Schweiß- oder Flußeisen Kohlenstoff wieder zuführt. Die letztere Herstellungsweise ist beim Thomas-Prozeß die einzig mögliche, weil der Phosphor, der unbedingt entfernt werden muß, erst in den letzten Augenblicken des Verfahrens entweicht. Man setzt dem entkohlten Eisen geschmolzenes Spiegeleisen, das reich an Kohlenstoff und Mangan ist, zu.

Das spezifische Gewicht ist 7,85. Der Stahl ist schmiedbar und härtbar. Die Härtbarkeit ist abhängig vom Kohlenstoffgehalt und der Härtegrad von der Größe des Temperaturwechsels, der beim Härten zur Anwendung kommt. Wird der hellrot glühende Stahl plötzlich abgekühlt, so wird dem Kohlenstoff, der im glühenden Eisen vollständig gelöst ist, keine Möglichkeit gegeben, sich auszuscheiden. Er bleibt vielmehr gelöst im Stahl und macht ihn hart. Kühlt man dagegen den Stahl langsam ab, so zerfällt die Verbindung des Kohlenstoffes mit dem Eisen, und es bleibt eine kohlenstoffarme, weiche Eisenmasse zurück. Will man den gehärteten Stahl wieder weicher machen, so muß man ihn bis auf rund 200° C. erhitzen. Bei dieser Temperatur beginnt ein Zerfallen der Verbindung des Kohlenstoffes mit dem Eisen, und der Stahl wird daher weicher. Dies Verfahren nennt man «Anlassen». Durch Bearbeitung, Schmieden und Hämmern wird der Stahl besser und gleichmäßiger.

In jüngster Zeit wird der Flußstahl auch im elektrisch geheizten Ofen hergestellt. Diese Art der Stahlerzeugung ist teuer, liefert aber einen ausgezeichneten festen und zähen Stahl, der nach seiner Herstellungsweise Elektrostahl¹⁾ genannt wird.

5. Der Nickelstahl.

Die Festigkeit und Zähigkeit des auf dem gewöhnlichen Wege hergestellten Flußstahls, namentlich des Siemens-Martin-Flußstahls, lassen sich durch Zusatz von 2 bis 3,5 vH. Nickel in dem Maße erhöhen, daß seine Verwendung trotz des teuren Zusatzes von Nickel unter gewissen Bedingungen wirtschaftlich ist.

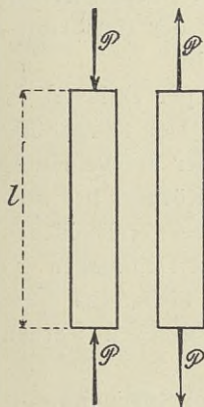


Abb. 78.

B. Allgemeines über die Elastizität und Festigkeit des Eisens.

Unter der Annahme, daß sich zwei Kräfte P (Abb. 78) gleichmäßig über die beiden Endquerschnitte eines Stabes von überall gleichem Querschnittsinhalt F verteilen, erhält man die durch diese Kräfte P in einem Querschnitt hervorgerufene Spannung nach der Formel

$$\sigma = \frac{P}{F}.$$

¹⁾ Vergl. «Der Eisenbau», Jahrgang 1910, Heft I bis III.

Die Folge dieser Spannungen ist eine Längenänderung λ der Stablänge l .

Die auf die Längeneinheit bezogene Längenänderung $\varepsilon = \frac{\lambda}{l}$ wird Dehnung genannt; sie ist positiv, wenn der Stab gezogen, negativ, wenn der Stab gedrückt wird. Die Dehnung ist abhängig von der Größe der Spannung und der Dehnbarkeit des Materials. Bis zu einer bestimmten Grenze gilt für Flußeisen, Stahl, Elektrostahl und Nickelstahl das Gesetz, daß die Dehnungen geradlinig mit den Spannungen wachsen. Dies Gesetz läßt sich in der Form niederschreiben:

$$\varepsilon = \alpha \cdot \sigma.$$

Hierin bedeutet α den Dehnungskoeffizienten des betreffenden Materials.

$$\alpha = \frac{\varepsilon}{\sigma} = \frac{\lambda}{l} \cdot \frac{1}{\sigma}.$$

Setzt man hierin σ und $l = 1$, so erhält man α als die Längenänderung der Längeneinheit für das Kilogramm Spannung. Die Einführung des Dehnungskoeffizienten und seine Deutung rührt von Bach her.

In der technischen Welt ist heute noch allgemein die Gleichung für die Dehnung in der Form:

$$\varepsilon = \frac{\sigma}{E}$$

in Gebrauch. E ist also der reziproke Wert von α und wird als Elastizitätsmodul bezeichnet. Dieser Elastizitätsmodul läßt sich als diejenige Spannung deuten, die einen in seiner Längenrichtung beanspruchten Körper um seine ganze Länge ausdehnt oder zusammendrückt. Bach spricht sich entschieden gegen die Beibehaltung des Elastizitätsmoduls als Begriff in der Festigkeitslehre deshalb aus, weil bei den Körpern, mit denen sich die Festigkeitslehre beschäftigt, solche Ausdehnungen unmöglich sind, und man sich unter einer Zusammendrückung um die ganze Länge nichts vorstellen kann. Dagegen ist der Dehnungskoeffizient α nicht allein ein stets vorstellbarer, sondern auch ein möglicher Begriff. Außerdem spricht für seine Einführung der Umstand, daß, wie es für eine anschauliche Vorstellung erwünscht ist, dem Material mit größerer Nachgiebigkeit auch ein größerer Dehnungskoeffizient entspricht; wogegen die Tatsache, daß mit der Nachgiebigkeit des Materials der Elastizitätsmodul abnimmt, zu Unklarheiten im Denken Veranlassung gibt.

Wird nach der Belastung durch die Kraft P der Körper entlastet, so gehen die Dehnungen wieder zurück, aber nicht vollständig. Der Körper hat bleibende Dehnungen erlitten, die um so größer sind, je größer die Belastung war. Es gibt in Wirklichkeit keinen vollständig elastischen Körper, bei dem die Dehnungen nach der Entlastung vollständig verschwinden; bei verschiedenen Materialien, so auch bei Flußeisen, sind jedoch die bleibenden Dehnungen bis zu einer gewissen Grenze der Belastung so verschwindend klein, daß diese Materialien unterhalb dieser Grenze als völlig elastisch angesehen werden können.

Hiernach muß unter der Elastizitätsgrenze diejenige Spannung verstanden werden, bis zu welcher die bleibenden Dehnungen gegenüber den

wieder verschwindenden Dehnungen als unendlich klein angesehen werden können. Diese Grenze kann demnach nicht durch Versuche allgemein festgestellt werden, sondern ist auch von dem persönlichen Ermessen des Einzelnen abhängig.

Die Elastizitätsgrenze ist nicht zu verwechseln mit der Proportionalitätsgrenze, die diejenige Spannung angibt, bis zu der die Dehnungen im geradlinigen Verhältnis zu den Spannungen wachsen.

Bei vielen Materialien, so auch beim Flußeisen, liegt gleich oberhalb der Proportionalitätsgrenze die sogenannte Fließ- oder Streckgrenze, bei der der Stab ohne Zunahme der Belastung oder bei ganz geringem Zuwachs erhebliche Längenänderungen erfährt. Die Materialprüfungsmaschinen mit Hebel und Laufgewicht zeigen das Erreichen der Streckgrenze durch Sinken des Hebels an. Erfolgt während des Streckens ein Spannungsabfall, so unterscheidet man zwischen oberer und unterer Streckgrenze.

Der Zustand des Streckens hält nicht lange an, bald ist wieder eine Erhöhung der Belastung nötig, um die Längenänderung zu vergrößern. Die Belastung muß so lange zunehmen, bis die Bruchgrenze erreicht ist. Von da ab beginnt unter Spannungsabfall bei Zugbeanspruchung die Einschnürung des Stabes (Abb. 79), bis schließlich die Trennung erfolgt.



Abb. 79.

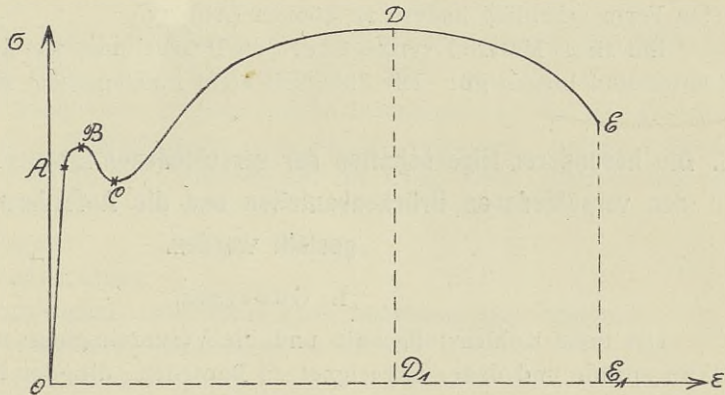


Abb. 80.

Trägt man z. B. für einen Flußeisenstab die Spannungen auf der Senkrechten und die zugehörigen Dehnungen auf der Wagerechten von zwei Koordinatenachsen auf und zieht durch die Endpunkte der einzelnen Größen Parallelen, so erhält man durch Verbindung der Schnittpunkte dieser Parallelen die in der Abb. 80¹⁾ dargestellte Kurve. Hierin gibt *A* die Proportionalitätsgrenze, *B* die obere und *C* die untere Streck- oder Fließgrenze an. Die Strecke $D_1 D$ stellt die größte Spannung dar, welche der Stab aufzunehmen imstande ist, die sogenannte Bruchspannung. Nachdem diese Spannung erreicht ist, beginnt der Stab an einer Stelle sich stark einzuschnüren (Abb. 79). Zu seiner weiteren Verlängerung genügt eine Spannung, die geringer als die Bruchspannung ist. Wenn die Verlängerung die Größe $O E_1$ und die zugehörige Spannung die Größe $E_1 E$ erreicht haben, tritt die Trennung des Stabes ein.

¹⁾ Siehe Bach: Elastizität und Festigkeit.

Mit den Längenänderungen des Stabes in der Längenrichtung sind stets Formänderungen in der Querrichtung verbunden. Einer Zunahme der Länge entspricht eine Verminderung des Querschnittes und einer Zusammendrückung in der Längenrichtung eine Vergrößerung des Querschnittes.

Die Dehnungskoeffizienten α der verschiedenen Eisensorten haben folgende Werte:

$$\begin{array}{ll} \text{Gußeisen:} & \frac{1}{750\,000} - \frac{1}{1\,050\,000} \\ \text{Schweißeisen:} & \frac{1}{2\,000\,000} \end{array} \qquad \begin{array}{l} \text{Flußeisen:} \frac{1}{2\,150\,000} \\ \text{Flußstahl:} \frac{1}{2\,200\,000} \end{array}$$

Der Dehnungskoeffizient des Nickelstahls ist ungefähr gleich dem des Flußeisens.

Bei Beanspruchungen, die unterhalb der Streckgrenze liegen, sind die Eisensorten mit größerem Dehnungskoeffizienten dehnbarer als die Eisensorten mit kleinerem Dehnungskoeffizienten. Bei der Bruchspannung ist jedoch die Größe des Dehnungskoeffizienten kein Maß mehr für die Dehnbarkeit, hier ist z. B. das Flußeisen dehnbarer als das Gußeisen.

Die Dehnbarkeit bei der Bruchspannung ist ein Maßstab für die **Zähigkeit** der Eisensorte, unter der die Eigenschaft zu verstehen ist, vor dem Bruch seine Form erheblich ändern zu können (Abb. 79).

Ein zähes Material verträgt auch die Bearbeitung, wie das Bohren, Nieten, Richten und Biegen gut. Die Zähigkeit steht im Gegensatz zu der Sprödigkeit.

C. Die besonderen Eigenschaften der verschiedenen Eisensorten, ihre Eignung zu den verschiedenen Brückenbauteilen und die Anforderungen, die an sie gestellt werden.

1. Gußeisen.

Der hohe Kohlenstoffgehalt und die Verunreinigung machen das Gußeisen spröde und daher ungeeignet zu Bauteilen, die der Bearbeitung unterworfen werden müssen. Es wird daher nur zu Lagerteilen und wohl auch zu Säulen verwendet, die nicht weiter bearbeitet zu werden brauchen. Die Erfahrung hat jedoch gezeigt, daß hohe Säulen mit starken Wandungen häufig nicht sichtbare Fehlerstellen aufweisen. Es empfiehlt sich daher, die Säulen grundsätzlich aus Walzeisen zu bilden. Die auf S. 15 erwähnten „Normalbedingungen“ schreiben für Gußeisen eine Zugfestigkeit von 1200 kg/qcm vor. Ferner muß es möglich sein, mittels eines gegen eine rechtwinklige Kante des Gußstückes mit dem Hammer geführten Schlages einen Eindruck zu erzielen, ohne daß die Kante abspringt.

2. Schweißeisen.

Das Schweißeisen zeigt im allgemeinen die guten Eigenschaften des Flußeisens, nur nicht in dem hohen Maße wie dieses. Es wird heute nur noch in vereinzelt Fällen zu Brückenbauten verwendet und soll daher nicht näher besprochen werden.

3. Flußeisen.

Das Flußeisen ist fest und zähe und verträgt im kalten Zustande und in der Rotglut jede Bearbeitung gut. Dagegen ist die Bearbeitung in der Gelb- oder Blauwärme zu vermeiden. Teile, die in diesem Wärmezustande bearbeitet sind, werden äußerst spröde. Das Thomas-Flußeisen und Bessemer-Flußeisen sind unter sich und beide dem Siemens-Martin-Flußeisen in den Grenzen von 3700 bis 4400 kg/qcm Festigkeit gleichwertig. Bei höheren Festigkeiten verträgt dagegen das Thomas- und Bessemer-Flußeisen die Bearbeitung nicht so gut wie das Siemens-Martin-Flußeisen. Dies hat seinen Grund darin, daß der schnelle und gewaltsame Prozeß des Thomas- und Bessemer-Verfahrens das Eisen nicht in dem Maße von den Verunreinigungen befreien kann wie der Siemens-Martin-Prozeß.

Das Verdienst, die Überlegenheit des Flußeisens gegenüber dem Schweiß-eisen und die Gleichwertigkeit des sauren und basischen Flußeisens durch umfangreiche Versuche dargetan zu haben, gebührt Mehrrens. Die von ihm in den Jahren 1890 bis 1893 erbaute Weichselbrücke bei Fordon ist als die erste aus basischem Flußeisen hergestellt worden.

Die Festigkeit und Zähigkeit machen das Flußeisen zu allen Hauptträger- und Fahrbahnteilen, namentlich auch zur Verwendung als Material für die Niete geeignet.

Während die «Vertragsbedingungen» der preußischen Staatseisenbahnen für das Flußeisen ohne Unterschied für die Längs- und Querrichtung eine Zugfestigkeit von mindestens 3700 kg und höchstens 4400 kg für das Quadrat-zentimeter und eine Bruchdehnung von 20 vH. verlangen, stellen z. B. die «Normalbedingungen» an das Flußeisen für die Längs- und Querrichtung verschiedene Anforderungen.

Es soll betragen:

in der Längsrichtung:

die Zugfestigkeit mindestens 3700, höchstens 4400 kg/qcm,
die Bruchdehnung mindestens 20 vH.;

in der Querrichtung:

die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4500 kg/qcm,
die Bruchdehnung mindestens 17 vH.;

bei Niet- und Schraubenmaterial:

die Zugfestigkeit mindestens 3600, höchstens 4200 kg/qcm,
die Dehnung mindestens 22 vH.

Die Festsetzung der oberen Grenze hat ihren Grund, wie bereits oben erwähnt wurde, darin, daß bei höherer Festigkeit im allgemeinen die Zähigkeit nachläßt. Die «Vertragsbedingungen» verlangen außerdem, daß Streifen von 30 bis 50 mm Breite mit abgefeilten runden Kanten oder Rund- oder Vierkant-eisen kalt gebogen eine Schleife mit einem lichten Durchmesser gleich der halben Dicke des Bruchstückes bilden können, ohne irgendwelche Risse zu zeigen.

4. Flußstahl.

Der gewöhnliche Flußstahl findet im Brückenbau hauptsächlich in zwei Formen Verwendung: erstens im unbearbeiteten Zustande als Stahlguß für

Lagerkörper, die keiner weiteren Bearbeitung bedürfen, und im bearbeiteten Zustande als Schmiedestahl für Lagerrollen, Gelenkbolzen und sonstige Formstücke, die einer Bearbeitung, wenn auch einer wenig gewaltsamen, wie z. B. dem Abdrehen unterworfen werden müssen und wegen hoher Beanspruchung ein gleichmäßiges Material erfordern. Der Stahlguß ist fest, aber weniger zähe und gleichmäßig als der geschmiedete Flußstahl, der Schmiedestahl. Hieraus erklärt sich ihr Anwendungsgebiet.

Der gewöhnliche Flußstahl erreicht bei weitem nicht die Zähigkeit des Flußeisens und kann daher nicht mit ihm bei der Verwendung als Baustoff für die Hauptträgerglieder und die Fahrbauteile in Wettbewerb treten. Für den Flußstahl ist in den «Vertragsbedingungen» der preußischen Staatseisenbahnen eine Zugfestigkeit von 5200 kg/qcm und eine Bruchdehnung von 12 vH. vorgeschrieben. Die «Normalbedingungen» lassen dagegen für die Zugfestigkeit den weiten Spielraum von 4500 bis 6000 kg/qcm zu und verlangen nur eine Dehnung von 10 vH.

Für die Drahtkabel von Hängebrücken wird ein Tiegelflußstahl von 12 000 bis 15 000 kg/qcm Festigkeit und 3 bis 4 vH. Bruchdehnung verwendet. Dieses Material hat sich trotz der geringen Bruchdehnung gut bewährt, weil es nach dem Walzprozeß keiner weiteren Bearbeitung unterworfen wird.

Der Elektro Stahl erreicht neben hoher Festigkeit infolge des Umstandes, daß die elektrische Heizung jederzeit genau reguliert werden und dadurch eine weitgehende Befreiung des Eisens von den schädlichen Verunreinigungen erzielt werden kann, eine sehr große Zähigkeit. Bei einer Festigkeit von 6600 kg/qcm besitzt der Elektro Stahl noch eine Bruchdehnung von 25 vH. Er ist also zur Verwendung als Baustoff für die Hauptträgerglieder und die Fahrbahnträger sehr geeignet, er kann aber mit dem Flußeisen wegen seines hohen Preises erst bei weitgespannten Brücken mit großem Eigengewicht in Wettbewerb treten, weil erst dann durch die Verwendung des festeren Materials die Eigengewichtsspannungen in dem Maße herabgemindert werden, daß der höhere Preis durch das Mindergewicht aufgehoben wird. Der Verkleinerung der Stabquerschnitte steht bei gedrückten Stäben, namentlich bei den gedrückten Füllungsgliedern, die knicksichere Ausbildung entgegen. Auch darf nicht vergessen werden, daß sich ein Überbau aus Elektro Stahl mehr durchbiegen wird als ein Überbau aus Flußeisen, weil den größeren Beanspruchungen bei einem fast gleichen Ausdehnungskoeffizienten größere Längenänderungen entsprechen, und daß ein Überbau mit kleinem Eigengewicht gegen die dynamischen Einflüsse der Betriebsmittel empfindlicher ist als ein Überbau mit großem Eigengewicht.

5. Nickelstahl.

Der Nickelstahl besitzt neben sehr hoher Festigkeit eine große Zähigkeit. Bei einem Nickelzusatz von 2 bis 2,5 vH. läßt sich bei 5600 bis 6500 kg/qcm Festigkeit eine Bruchdehnung von 20 vH. erzielen. Er verträgt alle Bearbeitungen gut; die Werkzeuge, wie Bohrer, Sägen, Meißel werden allerdings viel stärker abgenutzt wie beim Flußeisen. Hinsichtlich seiner Verwendung gilt dasselbe wie beim Elektro Stahl.

Für die Nickelstahlstäbe der Manhattan-Brücke in New-York sind folgende Anforderungen gestellt worden:

Bruchfestigkeit: 6000 bis 6700 kg/qcm

Bruchdehnung: $\frac{113\ 000}{\text{Bruchfestigkeit}}$ vH.

Abschnitt V.

Zulässige Beanspruchungen.

Allgemeines.

Für die Beurteilung der Frage, bis zu welcher Grenze die verschiedenen Eisensorten im Brückenbau beansprucht werden dürfen, sind nicht die Bruchfestigkeiten maßgebend. Diese geben diejenigen Spannungen an, bei denen durch einmalige, allmählich wachsende Belastung der Bruch herbeigeführt wird. Es ist vielmehr durch Versuche festgestellt worden, daß bei oft wiederholter Belastung, durch die die Elastizitätsgrenze überschritten, aber die Bruchgrenze noch nicht erreicht wird, der Bruch herbeigeführt werden kann. Diese Erscheinung findet darin ihre Erklärung, daß bei Überschreitung der Elastizitätsgrenze die bleibenden Dehnungen nicht mehr verschwindend klein sind und sich nach jeder weiteren Belastung vergrößern. Andererseits steht aber auch die Tatsache fest, daß beliebig oft wiederholte Belastungen, die einen Stab unter der Elastizitätsgrenze beanspruchen, auch für den Fall, daß diese Belastungen zwischen Zug und Druck wechseln, den Bruch nicht herbeiführen und das Material in seiner Beschaffenheit nicht schädigen können. Weiter ist durch eingehende Versuche festgestellt worden, daß die Elastizitätsgrenze solcher Stäbe, die entweder nur auf Druck oder nur auf Zug beansprucht werden, durch Beanspruchungen, die unterhalb der Streckgrenze liegen, gehoben werden kann. Diese gehobene Elastizitätsgrenze wird die obere genannt. Dagegen ist es nicht möglich, die natürliche Elastizitätsgrenze solcher Stäbe, die einen Spannungswechsel erleiden, also auf Zug und Druck beansprucht werden, zu heben. Es liegt demnach ein berechtigter Grund vor, Stäbe, die keinem Spannungswechsel unterworfen sind, höher zu beanspruchen als solche, die einen Wechsel in der Spannung erleiden. Wenn die in den Gliedern einer eisernen Brücke herrschenden Spannungen unter Berücksichtigung sämtlicher Einflüsse errechnet werden könnten, so ständen nach Obigem keine Bedenken entgegen, die Glieder bis zur Elastizitätsgrenze zu beanspruchen. In den Festigkeitsberechnungen können nun aber die Einflüsse, die Montierungsfehler, ungleichmäßige Kraftaufnahme zusammengesetzter Querschnitte und die beim Walzen nicht zu vermeidenden, verschiedenen Dehnungskoeffizienten ein und desselben Gliedes auf die Spannungen ausüben, überhaupt nicht berücksichtigt werden. Ferner kann der Einfluß der Stoßwirkung bewegter Lasten

auf die Spannkkräfte nur höchst unvollkommen in der Berechnung in die Erscheinung treten. Schließlich werden in der Regel die Berechnungen ohne Berücksichtigung des Einflusses der starren Knotenpunktverbindungen durchgeführt.

Unter den zugelassenen Spannungen sind demnach diejenigen zu verstehen, welche in den Gliedern einer eisernen Brücke von den rechnerisch nachgewiesenen Stabkräften hervorgerufen werden dürfen, und diese müssen in solchen Grenzen gehalten werden, daß auch die rechnerisch nicht nachgewiesenen oder nachzuweisenden Einflüsse auf keinen Fall eine Erhöhung der Spannungen über die Elastizitätsgrenze verursachen.

A. Eisenbahnbrücken.

Die preußische Staatseisenbahnverwaltung hat von der Einführung eines Stoßkoeffizienten, mit dem die Gewichte der Verkehrslasten multipliziert werden müssen, um den Einfluß ihrer Stoßwirkung zu erhalten, Abstand genommen, dafür aber der Stoßwirkung bei der Festsetzung der zugelassenen Spannungen dadurch Rechnung getragen, daß für die Teile der Fahrbahn, die die Stöße unmittelbar aufzunehmen haben, und die Hauptträger von geringer Stützweite, die mit ihrem geringen Gewicht gegen Stöße empfindlicher sind als schwere Brücken, kleinere Spannungswerte als zulässig erachtet sind als für die Hauptträger von größerer Stützweite. In den betreffenden Vorschriften der preußischen Staatseisenbahnverwaltung ist eine Unterscheidung zwischen Spannungen, die ohne und mit Berücksichtigung des Winddruckes zugelassen werden, vorgesehen. Die letzteren sind größer als die ersten. Dies hat seine Berechtigung in der Überlegung, daß das Zusammentreffen von größtem Winddruck und größter senkrechter Belastung nur selten vorkommen wird und für die vereinzelt Fälle das Auftreten größerer Spannungen unbedenklich ist. Von einer Abstufung in den zulässigen Beanspruchungen für Stäbe, die Zug und Druck erleiden, und für Stäbe, die keinem Spannungswechsel ausgesetzt sind, ist Abstand genommen worden. In den nebenstehenden Tabellen sind die zulässigen Spannungen für die verschiedenen Teile einer Brücke, für die Hauptträger verschiedener Stützweite, für Fluß- und Schweißisen zusammengestellt. Die eingeklammerten Zahlen gelten für Schweißisen, die übrigen für Flußisen.

Die bayerischen Staatseisenbahnen berücksichtigen die Stoßwirkung der bewegten Lasten durch Einführung eines Stoßkoeffizienten = 1,5 und unterscheiden bei der Querschnittsermittlung nach Stäben, die nur gezogen oder nur gedrückt werden, und nach Stäben, die einem Spannungswechsel unterworfen sind. Die betreffenden Vorschriften bestimmen, daß der Querschnitt F für Stäbe, die nur gezogen oder nur gedrückt werden, aus der Formel

$$F = \frac{S_g + 1,5 S_P}{1200}$$

und für Stäbe mit Spannungswechsel aus der Formel

$$F = \frac{1,5 (S_P \max + S_P \min)}{1200}$$

Hauptträger.

Stützweite bis zu	Zulässige Beanspruchung der Hauptträgerglieder		Zulässige Beanspruchung der Niete in den Hauptträgergliedern	
	ohne Rücksicht auf Wind	mit Rücksicht auf Wind	auf Abscheren	in der Loch- leibung
	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm	kg/qcm
10 m	800 (750)	1000 (900)	750	1500
20 m	850 (765)	1000 (900)	765	1530
40 m	900 (810)	1050 (945)	810	1620
80 m	950 (855)	1100 (990)	855	1710
120 m	1000 (900)	1150 (1035)	900	1800
160 m	1050 (945)	1200 (1080)	945	1890
200 m	1100 (990)	1250 (1125)	990	1980

Fahrbahn.

Art der Fahrbahn	Zulässige Be- anspruchung der Längs- und Quer- träger kg/qcm	Zulässige Beanspruchung der Anschlußniete	
		auf Abscheren	in der Lochleibung
		kg/qcm	kg/qcm
Schotter- und Kiesbett	800 (750)	750	1500
Schienen auf Brückenbalken, die un- mittelbar auf den Längsträgern ruhen	750 (700)	700	1400
Schienen unmittelbar oder mittels eiserner Unterlagsplatten auf den Längs- oder Querträgern	700 (650)	650	1300

zu ermitteln ist. Hierin bedeuten: S_g die Spannkraft aus ständiger Last, S_p die Spannkraft aus den Verkehrslasten, $S_p \max$ und $S_p \min$ die größte Zug- und Druckkraft infolge der Verkehrslasten ohne Rücksicht auf das Vorzeichen.

Gußeisen darf auf Druck mit 750 kg/qcm und auf Biegung mit 250 kg/qcm beansprucht werden.

Die Druckbeanspruchungen des Stahlgusses dürfen 1200 kg/qcm und die Biegungsspannungen 1000 kg/qcm erreichen.

Für Schmiedestahl dürfen diese Werte noch um 200 kg/qcm erhöht werden.

Die Nickelstahlstäbe großer amerikanischer Brücken werden bis zu 2750 kg/qcm auf Zug und Druck beansprucht.

Gutes Kiefern- und Eichenholz darf auf Biegung mit 75 kg/qcm, bei Bauten kurzen Bestandes, wie Notbrücken, Gerüsten usw. mit 125 kg/qcm beansprucht werden.

Für die zulässigen Pressungen der Lagerkörper auf ihre Unterstützung ist die Überlegung maßgebend, daß der Druck zunächst von einer Zwischenlage, die am besten aus einem Mörtelguß besteht, aufgenommen werden muß und daß die Lager bei kleinen Überbauten weit größeren Stößen ausgesetzt sind als bei großen Überbauten. Es wird daher empfohlen, für gleichmäßige Beanspruchung der ganzen Lagerfläche bei 10 m Stützweite 30 kg/qcm und bei 100 m Stützweite 50 kg/qcm Pressung zuzulassen. Für dazwischenliegende Werte ist geradlinig einzuschalten. Diese Werte können für die Kantenpressungen, die infolge der senkrechten Lasten und der Wind- und Bremskräfte entstehen, unbedenklich um 20 vH. erhöht werden.

B. Straßenbrücken.

Für die Fahrbahn und die Hauptträger der Straßenbrücken dürften folgende Spannungswerte als zulässig zu erachten sein.

Die eingeklammerten Zahlen gelten für Schweißeisen, die übrigen für Flußeisen.

Hauptträger.

Stützweite bis zu	Zulässige Beanspruchung der Hauptträgerglieder		Zulässige Beanspruchung der Niete in den Hauptträgergliedern	
	ohne Rücksicht auf Wind kg/qcm	mit Rücksicht auf Wind kg/qcm	auf Abscheren kg/qcm	in der Lochleibung kg/qcm
20 m	900 (810)	1000 (900)	810	1620
60 m	1000 (900)	1100 (990)	900	1800
100 m	1100 (990)	1200 (1080)	990	1980
über 100 m	1200 (1080)	1300 (1170)	1080	2160

Für außergewöhnliche Belastungen durch Dampfwalzen und Kesselwagen können diese Beanspruchungen unbedenklich um 150 kg/qcm erhöht werden.

Fahrbahn.

Zulässige Beanspruchung } 850
der Längs- und Querträger } (750) kg/qcm

Zulässige Beanspruchung der Niete

1. auf Abscheren 750

2. in der Lochleibung 1500

Für außergewöhnliche Belastungen können diese Werte um 100 kg/qcm erhöht werden.

Vianello gibt für die zulässigen Beanspruchungen der Hauptträger von Straßenbrücken bei schwerer Fahrbahn die Formel: $1,40 - \frac{8}{L+4}$ t/qcm und bei leichter Fahrbahn: $1,30 - \frac{6}{L+3}$ t/qcm. Hierin ist die Stützweite L in m einzuführen.

Für die übrigen Materialien sind dieselben Spannungen wie bei den Eisenbahnbrücken zugelassen.

Abschnitt VI.

Belastungsannahmen.

Allgemeines.

Man unterscheidet: Ständige und veränderliche Belastungen. Die ständige Last besteht aus dem Eigengewicht des Überbaues. Die veränderlichen Lasten können eingeteilt werden in:

1. Verkehrslasten, wie Menschen, Tiere und Fahrzeuge, mit ihren Nebeneinflüssen, wie die Bremskräfte, Anfahrwiderstände und Seitenstöße der Fahrzeuge und die Fliehkräfte solcher Wagen, die sich in einer Kurve über die Brücke bewegen.

2. Zufällige Lasten, wie Winddruck, Schneelast und Wärmekräfte.

Die Lasten treten teils als Einzellasten, teils als gleichmäßig verteilte Lasten auf. Einige wirken senkrecht, andere wagerecht.

A. Eisenbahnbrücken.

1. Verkehrslasten.

Die Verkehrslasten einer eisernen Eisenbahnbrücke bilden die verschiedenen über sie fahrenden Lokomotiven und Wagen. Es ist nun nicht gesagt, daß die schwersten dieser Lokomotiven mit den schwersten Wagen für die Berechnung der Brücke maßgebend sind. Eine im ganzen leichtere Lokomotive mit anderen Radständen und anderer Lastverteilung kann in einzelnen Gliedern des Hauptträgers und in den Fahrbahnträgern größere Beanspruchungen verursachen als die schwerere Lokomotive. Man müßte also die Brücken für alle sich über sie bewegenden, voneinander verschiedenen Lastenzüge berechnen. Um einen so erheblichen Arbeitsaufwand zu umgehen, ist es angezeigt, einen ideellen Lastenzug anzunehmen, der in seinen Radständen und Achslasten so zu bemessen ist, daß er die einzelnen Glieder einer Brücke mindestens so hoch beansprucht, wie irgend einer der wirklich verkehrenden Lastenzüge. Bei der Festsetzung ideeller Lastenzüge in früheren Jahren ist leider zu wenig Rücksicht auf das Anwachsen des Gewichtes und der Lasten der Betriebsmittel genommen worden, ein Umstand, der die baldige Verstärkung oder Auswechslung der Brücken zur Folge hatte. Man hat deshalb bei der Einführung neuer Lasten-

züge in gebührendem Maße auf eine weitere Zunahme des Gewichtes in den Lasten der Betriebsmittel Bedacht genommen. Im Jahre 1900 hat die Hauptversammlung des Vereins deutscher Eisenbahnverwaltungen in den technischen Vereinbarungen eine Bestimmung aufgenommen, nach der die Tragfähigkeit neu zu erbauender oder umzubauender Brücken mindestens nachstehendem Lastenzug entsprechen muß (Abb. 81).

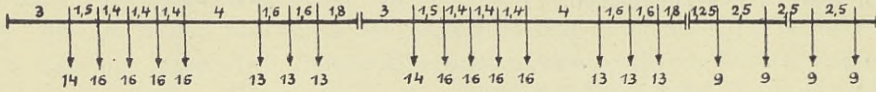


Abb. 81.

Die Vereinsverwaltungen waren hiernach gezwungen, soweit ihr Lastenzug geringere Beanspruchungen für die Glieder der Brücken ergab als der angegebene, entweder den vorgeschriebenen Lastenzug zu übernehmen oder selbständig einen neuen Lastenzug zu wählen. Mit Rücksicht darauf, daß man bei der Festlegung eines Lastenzuges innerhalb gewisser Grenzen doch auf

L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$	L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$	L	M_{\max}	$\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$
m	mt	t	m	mt	t	m	mt	t
1,0	5,00	5,00	15	243,9	26,1	60	2 900	81,5
1,2	6,00	5,00	16	270,0	27,8	62	3 063	84,5
1,4	7,00	5,00	17	297,8	29,2	64	3 232	85,0
1,6	8,00	5,00	18	327,0	32,8	66	3 402	86,5
1,8	9,00	5,00	19	359,8	34,2	68	3 575	88,0
2,0	10,00	5,00	20	394,0	37,5	70	3 751	88,0
2,2	11,00	5,00	22	469,0	40,8	72	3 927	91,0
2,4	12,00	5,80	24	550,5	40,8	74	4 109	93,0
2,6	13,16	9,25	26	632,0	48,1	76	4 295	94,5
2,8	15,01	9,30	28	728,2	52,1	78	4 484	95,0
3,0	16,88	9,40	30	832,3	53,5	80	4 674	97,0
3,2	18,76	9,50	32	939,2	55,4	82	4 868	97,5
3,5	21,61	13,8	34	1050	57,5	84	5 063	100
4,0	28,50	14,2	36	1165	60,5	86	5 263	101
4,5	35,63	14,2	38	1286	65,0	88	5 464	103
5,0	42,75	14,3	40	1416	68,0	90	5 669	104
6	57,00	16,4	42	1552	68,5	92	5 876	107
7	73,45	20,1	44	1689	71,5	94	6 089	107
8	93,5	21,2	46	1832	72,0	96	6 303	109
9	114,7	21,2	48	1976	73,5	98	6 520	110
10	135,9	21,2	50	2123	75,0	100	6 740	118
11	157,1	21,3	52	2273	75,0	110	7 918	126
12	178,4	21,3	54	2423	77,0	120	9 176	134
13	199,7	21,3	56	2577	80,0	130	10 520	144
14	221,0	22,9	58	2737	81,5	140	11 965	155
15	243,9		60	2900		150	13 510	

Schätzung angewiesen ist, empfiehlt es sich, zur Erleichterung bei der Berechnung und zur Erhöhung der Übersichtlichkeit möglichst wenig verschiedene Achslasten und Radstände einzuführen. Mustergültig ist in dieser Beziehung der im Jahre 1901 zur Einführung gelangte Lastenzug der preußischen Staatseisenbahnen (Abb. 82), der nur zwei verschiedene Achsdrücke von 17 t und 13 t

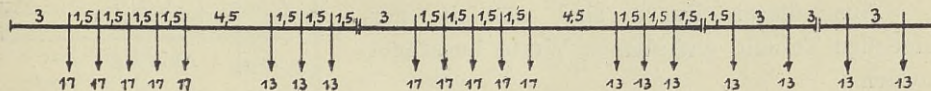


Abb. 82.

aufweist und bei dem alle Radstände gleich 1,5 m oder gleich einem Vielfachen dieses Wertes sind. Auch Sachsen, Baden und Württemberg haben diesen Lastenzug angenommen, während die anderen Verwaltungen des Vereins etwas abweichende Lastenzüge vorgeschrieben haben, die jedoch in ihrer Wirkung nicht allzu sehr von dem preußischen Lastenzug abweichen. Da erfahrungsgemäß für einzelne Achsen, z. B. die Triebachsen der Schnellzugslokomotiven und die Tenderachsen mit sehr hohen Lasten gerechnet werden muß, so sehen die preußischen Vorschriften mit Recht für die Hauptträger von kleiner Stützweite und die Fahrbahnträger noch folgende vier Lastgruppierungen (Abb. 83) vor, die überall da der Rechnung zugrunde zu legen sind, wo sie höhere Beanspruchungen ergeben als der Lastenzug in der

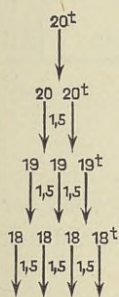


Abb. 83.

Abb. 82.

Um an Zeit bei der Aufstellung der Festigkeitsberechnungen zu sparen, hat die preußische Staatseisenbahnverwaltung die größten Momente für Balkenträger auf zwei Stützen mit Stützweiten von 1 bis 150 m für den von ihr vorgeschriebenen Lastenzug ein für allemal bestimmt, wobei außer den in den Abb. 82 u. 83 dargestellten Lastgruppierungen auch noch die Stellung der beiden Lokomotiven mit den Schornsteinen aneinander in Rücksicht gezogen worden ist.

Die vorstehende Tabelle¹⁾ enthält diese Werte für die größten Momente.

Für nicht angegebene Stützweiten wird unter Benutzung der Werte $\frac{\Delta M_{\max}}{\Delta L}$ geradlinig eingeschaltet.

Beispiel: Gesucht wird das größte auf einen Hauptträger einer ein- gleisigen Eisenbahnbrücke von 51,5 m Stützweite entfallende Moment. Aus der Tabelle ergibt sich:

$$M_{\max} = \frac{2123 + 75,0 \cdot 1,5}{2}$$

Trägt man die infolge des Lastenzuges entstehenden größten Momente für die verschiedenen Stellen eines Trägers auf zwei Stützen auf, so liegen die Endpunkte nicht auf einer Kurve, für die sich eine Gleichung aufstellen ließe, vor allem auch nicht auf einer Kurve, die den Kurven für die anderen Stützweiten ähnlich wäre. Es läßt sich aber eine Kurve angeben, die alle an

¹⁾ Entnommen aus den Vorschriften für das Entwerfen der Brücken mit eisernem Überbau auf den preußischen Staatseisenbahnen vom Jahre 1903.

den verschiedenen Stellen eines Balkens auf zwei Stützen auftretenden größten Momente umhüllt, das heißt, auf alle Fälle mindestens gleich große Werte gibt wie die genaue Berechnung. Dies ist eine gerade Linie im Abstände M_{\max} von einer Waagrechten und von der Länge $0,12 L$ mit anschließenden Parabelhälften (Abb. 84).

Aus dieser Kurve sind alle in der folgenden Tabelle enthaltenen Werte berechnet worden.

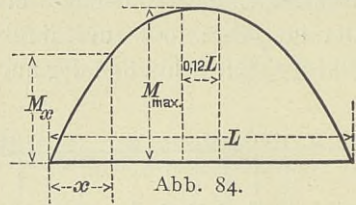


Abb. 84.

Soll z. B. das größte Moment für einen Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 50 m Stützweite an der im Abstände $x = 13,5$ m vom Auflager entfernt liegenden Stelle berechnet werden, so bestimmt man zunächst den Wert $\frac{x}{L} = \frac{13,5}{50} = 0,27$ und den Wert M_{\max} für 50 m $= \frac{2123}{2}$ tm. Den zu 0,27 gehörigen Wert $\frac{M_x}{M_{\max}}$ findet man aus der Tabelle $= 0,833 + 1,75 \cdot 0,01$. Der Wert für M_x ist schließlich $= (0,833 + 1,75 \cdot 0,01) \frac{2123}{2}$.

Die preußischen Vorschriften enthalten außerdem noch eine Tabelle zur schnellen Bestimmung der Querkräfte (siehe die zweite Tabelle auf Seite 43).

Zur Erklärung dieser Tabelle diene folgende Betrachtung:

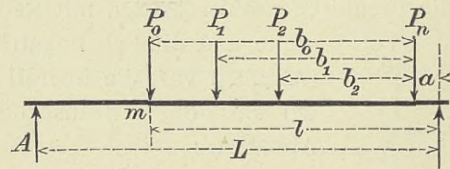


Abb. 85.

Unter der Annahme unmittelbarer

Belastung erhält man für den Punkt m (Abb. 85) die größte Querkraft, wenn der Lastzug bis zu diesem Punkte vorgerückt ist. Es ist dann der Auflagerdruck $A =$ der Querkraft Q .

$$Q \cdot L = A \cdot L = P_0(b_0 + a) + P_1(b_1 + a) + \dots + P_n \cdot a = P_0 b_0 + P_1 b_1 + \dots + a(P_1 + P_2 + \dots + P_n) = \Sigma P b + a \Sigma P.$$

Da nun $a = l - b_0$ ist, so erhält man

$$Q \cdot l = \Sigma P b + (l - b_0) \Sigma P.$$

In der Tabelle sind nun die Werte $\Sigma P b$ und ΣP für alle möglichen Belastungslängen l zusammengestellt worden. Die Länge b_0 stimmt im allgemeinen mit der ersten der in der Spalte «Belastungslänge» stehenden Zahl überein. Bei den drei Werten von l , wo dies nicht der Fall ist, sind die zugehörigen Werte von b_0 in Klammern dahinter gesetzt.

Beispiel: Gesucht ist die größte Querkraft, die aus den Verkehrslasten für einen Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahnbrücke von 60 m Stützweite an der 25 m vom rechten Auflager entfernten Stelle entsteht. $l = 25$ m liegt zwischen den Werten 24 und 28,5 m, und hierzu gehören die Werte $\Sigma P b = 2508$ $\Sigma P = 209$ und $b_0 = 24$ m. Hieraus erhält man

$$Q = \frac{2508 + (25 - 24) 209}{2 \cdot 60}.$$

Zur weiteren erheblichen Vereinfachung der Festigkeitsberechnung für eiserne Eisenbahnbrücken, namentlich für die Fahrbahnteile hat Dircksen

$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\frac{\Delta \frac{M_x}{M_{max}}}{\Delta \frac{x}{L}}$
0,0	0,0	4,45	0,20	0,703	2,35	0,40	0,992	0,30
0,02	0,089	4,25	0,22	0,750	2,15	0,42	0,998	0,10
0,04	0,174	4,00	0,24	0,793	2,00	0,44	1,0	0
0,06	0,254	3,85	0,26	0,833	1,75	0,46	1,0	
0,08	0,331	3,60	0,28	0,868	1,55	0,48	1,0	
0,10	0,403	3,40	0,30	0,899	1,35	0,50	1,0	
0,12	0,471	3,20	0,32	0,926	1,10			
0,14	0,535	3,00	0,34	0,948	0,95			
0,16	0,595	2,80	0,36	0,967	0,70			
0,18	0,651	2,60	0,38	0,981	0,55			
0,20	0,703		0,40	0,992				

Belastungslänge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t	Belastungslänge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t
			70,5—73,5	16 848	417
0,0 — 1,5	0,0	20	73,5 — 76,5	18 099	430
1,5 — 3,26	30	40	76,5 — 79,5	19 389	443
3,26 (3) — 5,1	85,5	57	79,5 — 82,5	20 718	456
5,1 (4,5) — 7,15	162	72	82,5 — 85,5	22 086	469
7,15 (6) — 10,5	255	85	85,5 — 88,5	23 493	482
10,5 — 12	637,5	98	88,5 — 91,5	24 939	495
12 — 13,5	784,5	111	91,5 — 94,5	26 424	508
13,5 — 16,5	951,0	124	94,5 — 97,5	27 948	521
16,5 — 19,5	1 323,0	137	97,5 — 100,5	29 511	534
			100,5—103,5	31 113	547
19,5—21	1 734,0	150	103,5—106,5	32 754	560
21 — 22,5	1 957,5	175	106,5 — 109,5	34 434	573
22,5—24	2 220,0	192	109,5—112,5	36 153	586
24 — 28,5	2 508,0	209	112,5—115,5	37 911	599
28,5—30	3 448,5	222	115,5—118,5	39 708	612
30 — 31,5	3 781,5	235	118,5—121,5	41 544	625
31,5 — 34,5	4 134	248	121,5—124,5	43 419	638
34,5—37,5	4 878	261	124,5—127,5	45 333	651
37,5—40,5	5 661	274	127,5—130,5	47 286	664
40,5—43,5	6 483	287	130,5—133,5	49 278	677
43,5—46,5	7 344	300	133,5—136,5	51 309	690
46,5—49,5	8 244	313	136,5—139,5	53 379	703
49,5—52,5	9 183	326	139,5—142,5	55 488	716
52,5—55,5	10 161	339			
55,5—58,5	11 178	352			
58,5—61,5	12 234	365			
61,5—64,5	13 329	378			
64,5—67,5	14 463	391			
67,5—70,5	15 636	404			
70,5—73,5	16 848	417			

eine sehr brauchbare Zahlenzusammenstellung unter dem Titel «Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau» veröffentlicht, auf die hier besonders hingewiesen wird.¹⁾

Die in den vorstehenden Tabellen angegebenen Werte beziehen sich auf die Belastung eines Gleises. Für jeden Hauptträger einer eingleisigen Eisenbahn kommt daher die Hälfte dieser Werte in Betracht.

Bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken, deren Gleise im regelmäßigen Betriebe in entgegengesetzter Richtung befahren werden, ist die Wahrscheinlichkeit, daß die ungünstigste Belastung für irgend ein Glied eines Hauptträgers auf beiden Gleisen zugleich auftritt, sehr gering, und dieser Umstand hat einige Verwaltungen dazu bewogen, als Belastung jedes der beiden Hauptträger nicht den vollen Betrag des Lastenzuges anzunehmen. In der Regel werden jedoch die Hauptträger zweigleisiger Eisenbahnbrücken für den vollen Lastenzug berechnet.

Die Bestimmung der Stabkräfte statisch unbestimmter Systeme erfolgt im allgemeinen mit Hilfe von Einflußlinien, die oft aus mehreren positiven und negativen Teilen bestehen (Abb. 86). Es ist wiederholt in Vorschlag gebracht worden, zur Bestimmung der größten positiven und negativen Stabkraft nur denjenigen positiven oder negativen

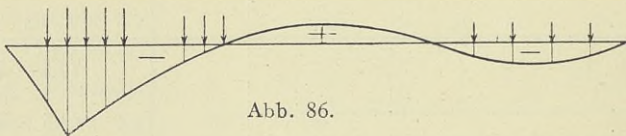


Abb. 86.

einzelnen Teil der Einflußlinie zu belasten, der den größten Wert ergibt. Man geht hierbei von der zutreffenden Annahme aus, daß Zugtrennungen auf den Brücken sehr unwahrscheinlich sind, übersieht aber, daß durch gleichzeitige Belastung positiver und negativer Teile zusammen größere Werte erzielt werden können. Weiter ist der Fall zu berücksichtigen, daß die Teile gleichen Vorzeichens mit einer oder zwei führenden Lokomotiven und voll ausgelasteten Güterwagen belastet sein können, während auf den Teilen mit entgegengesetztem Vorzeichen sehr leichte, unbelastete Güterwagen stehen. Der Einfachheit halber empfiehlt es sich, den Einfluß dieser unbelasteten Wagen ganz zu vernachlässigen. Man gelangt dann z. B. zu dem in der Abb. 86 dargestellten Belastungsfall.

Um sich für die Nebenbahnen den bedingungslosen Übergang aller Betriebsmittel der Hauptbahnen nicht zu verschließen, ist es angezeigt, die Brücken der Nebenbahnen unter Zugrundelegung desselben Lastenzuges wie für die Hauptbahnen zu berechnen. Für unbedeutende Nebenbahnen, bei denen auf den Übergang der schweren Lokomotiven verzichtet werden kann und an eine Umwandlung in eine Hauptbahn in absehbarer Zeit nicht zu denken ist, kann entsprechend den leichteren Betriebsmitteln

zur Kostenersparnis auch ein leichter Lastenzug angenommen werden. So

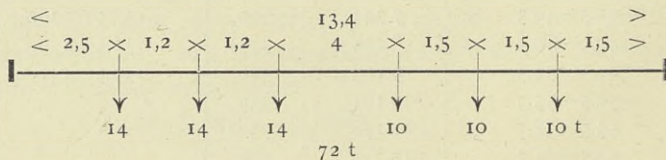


Abb. 87.

¹⁾ Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst u. Sohn, Berlin.

schreibt z. B. die Verwaltung der österreichischen Staatsbahnen für ihre Nebenbahnen als Lastenzug zwei Lokomotiven von einer der in den Abb. 87 u. 88

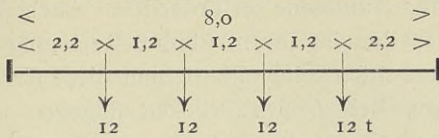


Abb. 88.

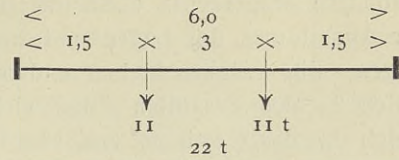


Abb. 89. Wagen.

wiedergegebenen Lokomotivtypen mit einseitig angehängten Güterwagen (Abbildung 89) vor.

Falls bei der Berechnung weniger als drei Lokomotivachsen in Frage kommen, so ist das Gewicht der einen Achse auf 16 t zu erhöhen. Dieselbe Verwaltung sieht für ihre Schmalspurbahnen von 0,76 m Spurweite einen aus zwei Tenderlokomotiven (Abb. 90) und einseitig angehängten Wagen nach

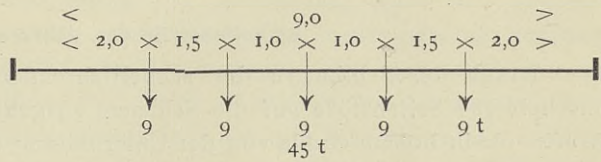


Abb. 90. Lokomotive.

Abb. 91 oder, falls Regelspurwagen auf Rollschemelel übergehen, nach Abb. 92 bestehenden Lastenzug vor.

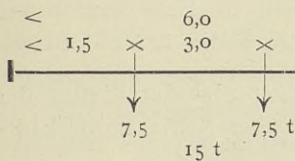


Abb. 91. Wagen.

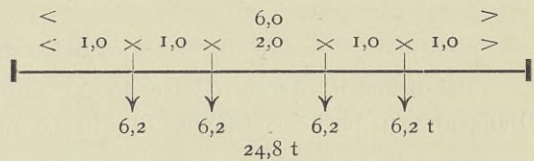


Abb. 92. Vollspurwagen auf Rollschemelel.

Abb. 91 oder, falls Regelspurwagen auf Rollschemelel übergehen, nach Abb. 92 bestehenden Lastenzug vor.

In vereinzelt Ausnahmefällen können noch schwerere Lastenzüge als die bereits erörterten die Brücken belasten. So verkehren beispielsweise im Kriege Züge, die nur aus Lokomotiven bestehen. Diese ergeben jedoch nur für größere Brücken eine erheblich erhöhte Betriebsbelastung, die aber deshalb nicht bedenklich ist, weil das Eigengewicht großer Brücken beträchtlich ist und diesen Zügen auf den Brücken eine langsame Fahrt vorgeschrieben werden kann. Sie brauchen also bei den Berechnungen der Überbauten nicht berücksichtigt zu werden.

Wie schon in der Abhandlung über die zulässigen Beanspruchungen näher erläutert ist, wird in Preußen die Stoßwirkung der bewegten Lasten nicht durch Einführung eines sogenannten Stoßkoeffizienten, mit dem die einzelnen Lasten zu multiplizieren sind, sondern durch entsprechende Bemessung der zulässigen Spannungen berücksichtigt.

2. Nebeneinflüsse der Verkehrslasten.

a) Die Bremskräfte und Anfahrwiderstände.

Beim Bremsen und Anfahren übt ein Zug auf seine Unterstützung wagenrechte Kräfte in der Längsrichtung des Gleises aus, und zwar beim Bremsen in der Fahrtrichtung, beim Anfahren in entgegengesetzter Richtung. Diese

Kräfte müssen bei Berechnung der Fahrbahn und der Hauptträgerglieder, die von ihnen beansprucht werden, berücksichtigt werden. In vielen Fällen werden besondere wagerechte Verbände zu ihrer Aufnahme erforderlich. Auch bei der Ausbildung der Lager und hoher Pfeiler ist ihrem Einfluß Rechnung zu tragen. Für Brücken kleiner und mittlerer Stützweite nimmt man diese Kräfte gleich $\frac{1}{7}$ des gesamten Zuggewichts an, bei großen Brücken dagegen nur gleich $\frac{1}{7}$ des Gewichts von sämtlichen Lokomotiv- und Tenderachsen und von dem dritten Teil der Wagenachsen.

b) Seitenstöße der Fahrzeuge.

Durch das Schlingern der schnellfahrenden Lokomotiven werden nicht unerhebliche Seitenstöße auf die Schienen ausgeübt. Über die Größe dieser Kräfte, die in hohem Grade von der Unterhaltung des Gleises und der Betriebsmittel abhängig sind, fehlen zuverlässige Ermittlungen. Es dürfte genügen, an der ersten Lokomotivachse eine wagerecht und senkrecht zur Gleisachse wirkende Kraft von 4 t anzunehmen. Namentlich bei der Berechnung kleinerer Längsverbände übt diese Kraft einen ausschlaggebenden Einfluß auf die Querschnittsabmessungen der einzelnen Stäbe aus.

c) Fliehkraft.

Bei Brücken, deren Gleise in Krümmungen liegen, ist der Einfluß der Fliehkraft zu berücksichtigen, die in 1,5 m Abstand über Schienenoberkante wirkend angenommen wird. Diese wird nach der Formel $\frac{m v^2}{R}$ errechnet, in der $m = \frac{\text{Gewicht}}{\text{Fallbeschleunigung}} = \frac{G}{g} = \frac{G}{9,81}$, v die Geschwindigkeit des Zuges in Metern in der Sekunde und R der Krümmungshalbmesser ist. Die nachstehende Tabelle enthält für verschiedene Krümmungshalbmesser und die für sie zugelassenen höchsten Geschwindigkeiten die Werte für $\frac{v^2}{9,81 \cdot R} = c$.

R Halbmesser m	Geschwindigkeit in km pro Stunde:												
	40	45	50	55	60	65	70	75	80	85	90	95	100
2000	0,006	0,008	0,010	0,012	0,014	0,017	0,019	0,022	0,025	0,028	0,032	0,036	0,039
1500	0,008	0,011	0,013	0,016	0,019	0,022	0,026	0,029	0,033	0,038	0,043	0,047	0,052
1200	0,010	0,013	0,016	0,020	0,024	0,028	0,032	0,037	0,042	0,047	0,053	0,059	0,066
1000	0,013	0,016	0,020	0,024	0,028	0,033	0,038	0,044	0,050	0,057	0,064	0,071	0,079
900	0,014	0,018	0,022	0,027	0,032	0,037	0,043	0,049	0,056	0,063	0,071	0,079	0,087
800	0,016	0,020	0,025	0,030	0,035	0,042	0,048	0,055	0,063	0,071	0,08		
700	0,018	0,023	0,028	0,034	0,041	0,048	0,055	0,063	0,072				
600	0,021	0,027	0,033	0,040	0,047	0,056	0,064	0,074					
500	0,025	0,032	0,039	0,048	0,057	0,067	0,077						
400	0,031	0,040	0,049	0,060	0,071	0,083							
300	0,042	0,053	0,065	0,080	0,094								
$v \cdot m/\text{Sek.}$	11,1	12,5	13,9	15,3	16,7	18,1	19,4	20,8	22,2	23,6	25,0	26,4	27,8

Durch Multiplikation dieser Werte mit den aus den Tabellen zu entnehmenden Größen für die Momente und Querkräfte erhält man die durch die Fliehkräfte hervorgerufenen Momente und Querkräfte in den wagerechten Verbänden und durch Berücksichtigung eines weiteren Faktors die Zusatzmomente und Zusatzquerkräfte für die Hauptträger. Bei der Berechnung der senkrechten Zusatzbelastung durch die Fliehkräfte ist zu bedenken, daß infolge der Überhöhung der äußeren Schiene die Resultante aus Gewicht und Fliehkraft eines bewegten Fahrzeuges durch die Gleismitte hindurchgeht. Der Einfluß stehender Fahrzeuge, deren Schwerpunkte infolge der Überhöhung nach der inneren Schiene zu verlegt werden und die infolgedessen den dieser Schiene benachbarten Hauptträger mehr belasten als den anderen, kann aus dem Rahmen der Berechnung deshalb fortfallen, weil keine Stoßwirkungen vorhanden sind und deshalb die durch die veränderte Schwerpunktslage hervorgerufene höhere Beanspruchung wieder aufgehoben wird.

3. Ständige Belastung der Eisenbahnbrücken.

Für die Eigengewichte eingleisiger eiserner Eisenbahnbrücken, die für den neuen Lastenzug der preußischen Staatsbahnen berechnet sind und deren Hauptträger einfache Balken sind, gibt Dircks in seinen «Hilfswerten» folgende Zahlen (Seite 48 u. 49), die deshalb einen hohen Anspruch auf Genauigkeit haben, weil sie auf Grund sehr vieler Ausführungen aufgestellt sind.

Alle umstehenden Angaben gelten nur für Brücken mit rechtwinklig gegenüberliegenden Endauflagern und mit nicht beschränkter Bauhöhe, bei denen das Gleis in der Geraden liegt. Sobald eine dieser drei Voraussetzungen nicht erfüllt ist, muß das Gewicht der Brücke erhöht werden. Die erforderliche Vermehrung des Brückengewichts ist abhängig von der Größe der Abweichung von den drei Voraussetzungen, die der Ermittlung der Formeln zugrunde gelegt wurden; sie erstreckt sich nur auf den durch die Abweichung betroffenen Brückenteil. Zum ungefähren Anhalt mögen die folgenden Angaben dienen.

1. Höhe des vollwandigen Hauptträgers $\frac{1}{14}$ statt $\frac{1}{10}$, Erhöhung des Hauptträgergewichts um 20 vH.
2. Höhe des Parallelträgers $\frac{1}{12}$ statt $\frac{1}{8}$, Erhöhung des Hauptträgergewichts um 15 vH.
3. Sehr beschränkte Bauhöhe, Erhöhung des Fahrbahngewichts bis zu 25 vH.
4. Schiefe Grundrißgestaltung der Brücke, Erhöhung des Fahrbahngewichts bis zu 15 vH.
5. Krümmung des Gleises über 300 m bei Stützweiten unter 40 m, Erhöhung des Gesamtgewichts bis etwa 12 vH.

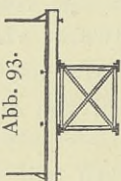
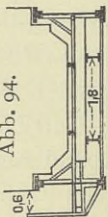
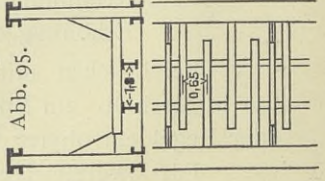
Bei Brücken mit tiefliegender Fahrbahn tritt bei einer Stützweite von 40 m deshalb ein Sprung im Gewicht ein, weil von dieser Stützweite an in der Regel ein oberer Windverband hinzutritt.

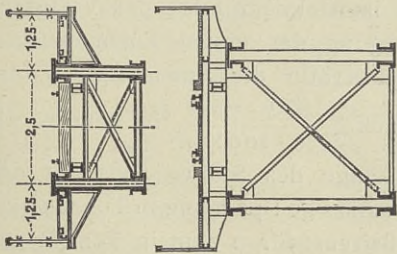
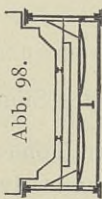
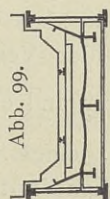
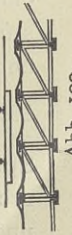
Für zweigleisige Eisenbahn-Fachwerkbrücken mit untenliegender Fahrbahn und 8,5 m Hauptträgerentfernung, auf denen die Bettung nicht durch-

[Fortsetzung auf Seite 50.]

Eigengewichte eingleisiger eiserner Eisenbahnbrücken der preußischen Staatsbahnen.

Aufgestellt unter Zugrundelegung der Berechnungsvorschriften vom 1. Mai 1903.

Bauart der Brücke	Stützweite in m	Hauptträgerabstand in m	Eisengewichte in kg für das Meter der Brücke (für Veranschlagungen)		Fahrhahntafel (Schienen, Schwellen und Bohlenbelag) bezw. (Schienen, Schwellen und Bettung) ohne Leitschienen, die 150 kg/m wiegen kg/m	Gesamtes Eigengewicht der Brücke einschließlich der Fahrhahntafel für das Meter in kg (für Festig- keitsberechnungen)
			Hauptträger mit Querverband, Wind- verband u. Lager L = Stützweite in m	Fahr- bahn Hauptträger mit Querverband, Wind- verband, Lager und Fahrhahn		
Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung.  Abb. 93.	10 bis 25	1,8	240 + 54 L	240 + 54 L	640	880 + 54 L
		2,0	240 + 54 L	240 + 54 L	775	1015 + 54 L
Blechträger mit versenkter Fahrbahn und mit einem seit- lichen Fußsteig.  Abb. 94.	10 bis 25	3,0	270 + 44 L	380	595	1245 + 44 L
		3,3	270 + 44 L	430	630	1330 + 44 L
		3,7	270 + 44 L	520	790 + 44 L	1450 + 44 L
Fachwerkträger, Fahrbahn versenkt, ohne besonderen Fußweg.  Abb. 95.	20 bis 40	4,8	540 + 27 L	600	680	1820 + 27 L
		4,9	540 + 27 L	625	680	1845 + 27 L
		5,0	540 + 27 L	670	1210 + 27 L	1890 + 27 L
	40 bis 80	4,8	680 + 27 L	600	1280 + 27 L	1960 + 27 L
		4,9	680 + 27 L	625	1305 + 27 L	1985 + 27 L
	5,0	680 + 27 L	670	1350 + 27 L	2030 + 27 L	

Fachwerkträger, Fahrbahn oben. Abb. 96. 	2,5	540 + 27 L	490	1030 + 27 L	550	1580 + 27 L
	3,5	540 + 27 L	580	1120 + 27 L	550	1670 + 27 L
Blechträger m. durchgehendem Kiesbett nach Abb. 98. Abb. 98. 	10 bis 25	270 + 49 L	670	940 + 49 L	2840	3780 + 49 L
	3,3 3,7	270 + 49 L	840	1110 + 49 L	3260	4370 + 49 L
Blechträger m. durchgehendem Kiesbett nach Abb. 99. Abb. 99. 	10 bis 25	270 + 49 L	770	1040 + 49 L	2680	3720 + 49 L
	3,3 3,7	270 + 49 L	940	1210 + 49 L	2820	4030 + 49 L
Blechträger m. durchgehendem Kiesbett über den Hauptträgern. Abb. 100. 	10 bis 20	Eisengewicht für 1 qm Brücke 160 + 24 L		Gewicht für 1 qm Brücke 920		Eisengewicht für 1 qm Brücke 1080 + 24 L

geführt wird und deren Hauptträger einfache Balkenträger sind, werden für das Eisengewicht folgende Formeln vorgeschlagen:

$$1. \text{ Stützweite } 20\text{—}40 \text{ m: } 1500 + 65 L \text{ kg/m}$$

$$2. \quad \text{,,} \quad 40\text{—}100 \text{ m: } 1500 + 74 L \text{ kg/m.}$$

Hierzu kommt für jedes Meter Breite eines Fußsteiges 100 kg/m.

Für die Schwellen, Schienen und Bohlenabdeckung ist außerdem ein Gewicht von 1360 kg/m in Rechnung zu stellen.

Für die Berechnung der Fahrbahn sind folgende Belastungsangaben von Wichtigkeit:

Eine Schiene wiegt einschließlich des Kleiseisenzeuges 50 bis 62 kg/m, ein 5 cm starker Bohlenbelag 50 kg/qm. Das Gewicht der Schwellen wird zu 1000 kg/cbm angenommen, das des Schotters und Kieses zu 2000 kg/cbm. 1 qm einer 8 mm starken Buckelplatte ist 70 kg schwer.

Für Bogenträger mit Zugband (Abb. 12) und versteifte Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 13) wird empfohlen, das Eigengewicht der einfachen Balkenträger, vermehrt um 20 vH. für Brücken mit Stützweiten bis zu 80 m und um 10 vH. für Brücken mit Stützweiten über 80 m, in der ersten Berechnung anzunehmen.

Für die eigentlichen Bogenträger (Abb. 9) dürfte folgendes Verfahren für die erste Rechnung genügende Ergebnisse liefern. Man nehme zunächst ein Zugband an, bestimme das Eigengewicht für den einfachen Balken + dem erforderlichen Zuschlag und errechne aus der Einflußlinie für den Horizontalschub H die Spannkraft Z des Zugbandes. Man erhält dann den rechnerischen Querschnitt des Zugbandes aus der Gleichung $F = \frac{Z}{\sigma}$, in der σ die zulässige Beanspruchung bedeutet. Dieser Wert für F ist noch mit einer Bauziffer = 1,25 zu multiplizieren. Das Gewicht des laufenden Meters eines Zugbandes ist demnach = $1,25 F \cdot 7850$ kg/m, hierin ist F in qm zu messen. Die Zahl 7850 gibt das Gewicht für 1 cbm Flußeisen an. Dieses Gewicht ist von dem errechneten Eigengewicht für den Bogenträger mit Zugband in Abzug zu bringen.

Über die Eigengewichte von Auslegeträgern ist nachzulesen in der Schrift: Dr. Ing. Kurt Beyer, Eigengewichte, günstige Grundmaße und geschichtliche Entwicklung des Auslegeträgers; 1908. Auch aufgenommen im 19. Hefte, Gruppe II der Fortschritte der Ingenieurwissenschaften.

Es empfiehlt sich, bei größeren Brücken sich nicht mit den angegebenen Eigengewichtsannahmen endgültig für die Querschnittsabmessungen der einzelnen Hauptträgerteile zu begnügen. Es ist vielmehr folgendes Verfahren am Platze. Man errechne unter Zugrundelegung der ersten Eigengewichtsannahme, der Verkehrslasten und sonstiger Kräfte die Spannkraft S der Hauptträger und ermittle den Summenausdruck $\Sigma \frac{S \cdot s \cdot 7,85}{\sigma \cdot 10000}$, in dem S die

Spannkraft eines Stabes in Tonnen, s die Länge des Stabes zwischen den rechnerischen Knotenpunkten in Metern, σ die zulässige Spannung in Tonnen/qcm und die Zahl 7,85 das Eigengewicht des Flußeisens für 1 cbm in Tonnen bedeutet. Dieser Summenausdruck ist das rechnerische Eigengewicht eines

Hauptträgers, das sich von dem tatsächlichen Gewicht G_1 durch den Aufwand für die Stoßdeckungen und für die Knotenpunkte und durch die infolge der knicksicheren Ausbildung der Druckglieder, infolge des Nietabzuges für gezogene Stäbe usw. notwendige Zugabe an Querschnitt unterscheidet. Kennt man den Wert des Verhältnisses $\alpha = \frac{G_1}{\Sigma}$, die sogenannte Bauziffer, so kann man das Eigengewicht der Hauptträger genau ermitteln, ohne eine genaue Durcharbeitung des Entwurfs vornehmen zu müssen. Auf Grund vieler ausgeführter Straßen- und Eisenbahnbrücken ist die Bauziffer α für die Hauptträger einfacher Balkenbrücken im Durchschnitt zu 1,70 und für die Hauptträger der Zweigelenkbogen mit Zugband im Durchschnitt zu 1,55 ermittelt worden. Alsdann bestimme man das Gewicht G_2 der Fahrbahn genau, was in allen Fällen ohne Schwierigkeit möglich ist. Stimmt nun der Wert $\alpha \cdot \Sigma$ mit dem angenommenen Wert für das Eigengewicht der Hauptträger nicht überein, so ist die Rechnung zu wiederholen.

Das Gewicht der Windverbände kann beim Vorhandensein zweier Verbände zu 11 vH. und beim Vorhandensein nur eines Verbandes zu 7 vH. des Gewichts der Hauptträger angenommen werden.

4. Zufällige Lasten.

a) Winddruck.

Nach v. Loessl ist der Winddruck auf eine senkrecht getroffene Fläche $W = \frac{\gamma}{g} F \cdot v^2$. Hierin ist γ das Gewicht eines cbm Luft, g die Beschleunigung des freien Falls und v die Geschwindigkeit in Metern in der Sekunde. Für einen Barometerstand von 760 mm und bei einer Wärme von 15° C. ist dann $W = 0,125 F \cdot v^2$.

Bei einer Windgeschwindigkeit von 45 m/Sek. nimmt der Winddruck die Größe von 250 kg/qm an.

Die Vorschriften der preußischen Staatseisenbahnen bestimmen, daß der Winddruck bei belasteter Brücke zu 150 kg/qm und bei unbelasteter Brücke zu 250 kg/qm anzunehmen ist. Bei der Festsetzung dieser Werte ist man von der Annahme ausgegangen, daß Windstärken von 250 kg/qm vorkommen, daß aber bei einem Winddruck, dessen Stärke das Maß von 150 kg/qm überschreitet, ein Verkehr auf der Brücke nicht mehr möglich ist. Für alle Teile des Windverbandes, die aus senkrechten Belastungen Beanspruchungen erfahren, wie in den meisten Fällen die Gurtungen und die Pfosten, die zugleich Fahrbahnquerträger sind, ist also der Winddruck von 150 kg/qm maßgebend, solange die Beanspruchungen infolge eines Winddruckes von 250 kg/qm allein nicht größer werden, als die Beanspruchungen infolge der senkrechten Belastungen und eines Winddruckes von 150 kg/qm zusammen. Die Füllungsglieder eines Windverbandes, der aus dem Winddruck auf die Fahrzeuge keine Belastungen erhält, sind für einen Winddruck von 250 kg/qm zu berechnen. Dagegen ist für die Füllungsglieder eines Windverbandes, der die wagerechten, quer zur Brücke auf die Fahrzeuge wirkenden Kräfte aufzunehmen hat, in der Regel ein Winddruck von 150 kg/qm maßgebend. Zur Bestimmung

der größten Stabkräfte in den Füllungsgliedern sind die Fahrzeuge selbstverständlich in die gefährlichsten Stellungen zu bringen.

Bei der Errechnung der durch den Winddruck auf die Fahrzeuge verursachten Stabkräfte in den Gliedern des Windverbandes, welche auch durch die senkrechte Belastung Beanspruchungen erfahren, ist darauf zu achten, daß die Stellung der Fahrzeuge in beiden Fällen dieselbe sein muß.

Die Größe der auf die einzelnen Knotenpunkte der Windverbände entfallenden Windkräfte ist nach den Abmessungen der Hauptträger und der Fahrbahn zu ermitteln. Dabei sind die Abmessungen des dem Winde zugekehrten Hauptträgers mit ihrem vollen Werte, dagegen die Abmessungen des im Windschatten liegenden Hauptträgers je nach dem Abstand vom vorderen Hauptträger und nach seiner Maschenweite nur mit dem $\frac{1}{2}$ - bis $\frac{3}{4}$ fachen Werte in die Rechnung einzuführen. Die Eisenbahnfahrzeuge bieten dem Winde eine Fläche von 3 m Höhe dar.

b) Schneelast.

Die Belastung durch Schnee wird in der Regel zu 75 kg/qm angenommen. Sie wird jedoch bei Eisenbahnbrücken meist nicht berücksichtigt.

c) Wärmewirkungen.

Wärmeschwankungen rufen in allen den Trägersystemen Spannungen hervor, die sich nicht unbehindert bei gleichmäßiger Erwärmung ausdehnen können. Als Grenzen der Wärmeschwankungen sind in unseren Gegenden -25° C. und $+45^{\circ}$ C. anzunehmen. Man wird bestrebt sein, bei allen Trägersystemen, die infolge der Wärmeschwankungen Spannungen erleiden, bei einer Temperatur von $+10^{\circ}$ C. die Schlußvernietung vorzunehmen, wodurch die für die Rechnung zu berücksichtigende Wärmeänderung auf das Mindestmaß von 35° C. eingeschränkt wird.

Weiter ist der Umstand zu berücksichtigen, daß bei Überbauten, deren Glieder teils der Sonnenbestrahlung ausgesetzt sind, teils vor der Sonne geschützt sind, Wärmeunterschiede in diesen Teilen bis zu 12° C. vorkommen können. Beispielsweise sind bei einem Zweigelenkbogen mit Zugband die Gurtungen in der Regel der Sonne ausgesetzt, während das Zugband geschützt unter der Fahrbahn liegt. Das Zugband kann also eine um 12° C. geringere Wärme als die Gurtungen aufweisen und dadurch recht erhebliche Spannkkräfte im ganzen System hervorrufen.

Die Wärmeausdehnungsziffer des Flußeisens und Flußstahles ist $= 0,0001176$, die des Nickelstahles $= 0,000119$.

B. Straßenbrücken.

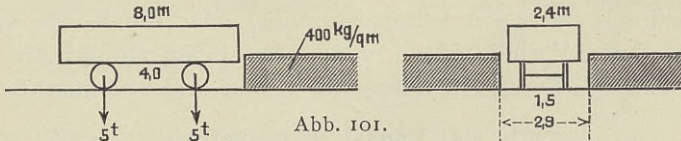
1. Verkehrslasten.

Je nach der Lage und der Bedeutung einer Straßenbrücke ist die Verkehrsbelastung sehr verschieden, sie besteht in der Regel aus Menschengedränge und Wagen. Die einzelnen Städte und Kreise haben nach den in ihrem Bezirk verkehrenden Wagen besondere Belastungsvorschriften für ihre Brücken erlassen. Es lassen sich also keine allgemein gültigen Angaben über die Größe der Verkehrsbelastung machen.

Die Stadt Berlin hat für ihre eisernen Brücken folgende Belastungsvorschriften erlassen:

a) Hauptträger.

- α) Belastung durch einen Wagen von 4,0 m Radstand und 1,5 m Spurweite, mit einem Raddruck von 5,0 t, und Menschengedränge von 400 kg/qm neben und hinter dem Wagen.



Das Gewicht der Bespannung wird vernachlässigt. Dies empfiehlt sich allgemein, weil der Automobilverkehr mehr und mehr um sich greift.

- β) Bei größeren Brücken mit über der Fahrbahn liegenden Hauptträgern: Belastung nur durch Menschengedränge, ohne Wagen, von 500 kg/qm.

b) Fahrbahnkonstruktion.

Dieselbe Belastung wie unter α , jedoch mit 20 vH. Zuschlag für die Stoßwirkung der Räder.

c) Bürgersteigkonstruktion.

Volle Belastung mit Menschengedränge von 500 kg/qm.

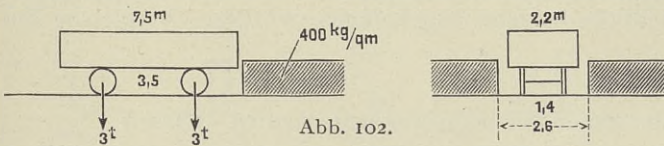
d) Widerlager und Pfeiler.

Dieselbe Belastung der ganzen Brückenöffnung.

Provisorische Brücken.

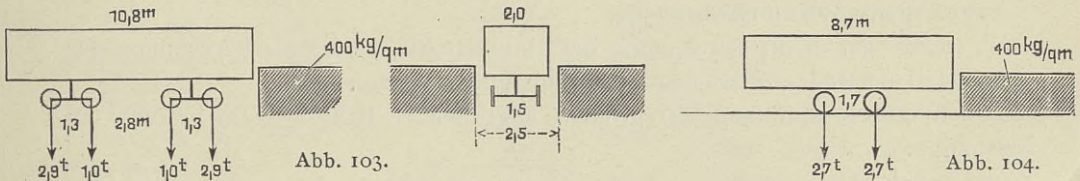
a) Ohne Straßenbahn.

Belastung durch einen Wagen von 3,5 m Radstand und 1,4 m Spurweite, mit einem Raddruck von 3,0 t und Menschengedränge neben und hinter dem Wagen von 400 kg/qm.



b) Mit Straßenbahn.

Belastung durch einen vierachsigen Motorwagen (15,6 t), mit einem Raddruck von 2,9 t bzw. 1,0 t, und Menschengedränge neben und hinter dem



Wagen. Oder, wenn ungünstiger, Belastung durch einen zweiachsigen Motorwagen (10,8 t) von 1,7 m Radstand, mit einem Raddruck von 2,7 t, und Menschengedränge neben und hinter dem Wagen von 400 kg/qm.

Für die Berechnung der über den Teltow-Kanal bei Berlin führenden Straßenbrücken sind folgende Belastungsannahmen gemacht worden:

a) Für Chausseebrücken.

- α) Belastung der Fußgängerwege durch Menschengedränge von 400 kg/qm.
 β) Belastung der Fahrbahn entweder durch einen Wagen von 10 t Achsdruck, 3,0 m Achs- und 1,4 m Radentfernung und im übrigen durch Wagen von 6 t Achsdruck und 3,5 m Achsenentfernung oder durch eine 23 t schwere Dampfwalze, deren Vorderrad 10 t und deren beide Hinterräder zusammen 13 t wiegen und welche 2,75 m Achs- und 1,50 m Radentfernung besitzt.

b) Für Landstraßenbrücken.

- α) 400 kg/qm wie oben.
 β) Belastung der Fahrbahn durch Wagen von nur 6 t Achsdruck und 3,5 m Achs- und 1,4 m Radentfernung.

Das Gewicht zweier Pferde ist zu 0,8 t angenommen worden. Dies ist zu gering, da ein schweres Pferd allein 0,75 t wiegt.

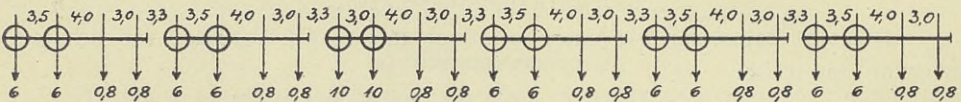


Abb. 105.

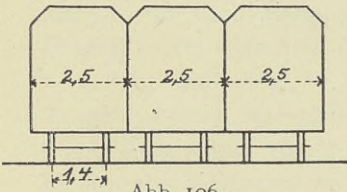


Abb. 106.

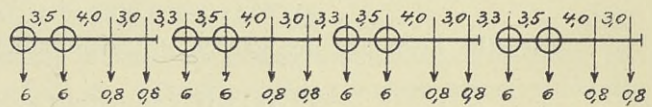


Abb. 107.

Mit den aus den angegebenen Wagen gebildeten Lastenzügen sind die Brücken in ihrer ganzen Breite belastet angenommen worden. Vergleiche die Abb. 105 bis 107.

Bayern hat die nachstehenden Belastungsvorschriften erlassen:

- a) Für sämtliche Straßen- und Fußwegbrücken kommt zur gleichmäßigen Anwendung:

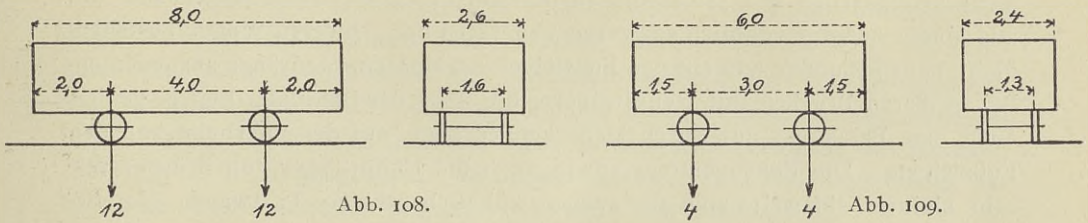
eine Menschenbelastung, welche den Fahrweg und die Fußwege ganz oder teilweise bedeckt. Diese beträgt für das Quadratmeter Fahr- oder Fußwegfläche:

360 kg für Berechnung der Hauptträger, 560 kg für Berechnung der Querträger, Zwischen-Längsträger, Konsolen u. dergl.

- b) Zur Bestimmung der größten angreifenden Kräfte ist in Betracht zu ziehen:

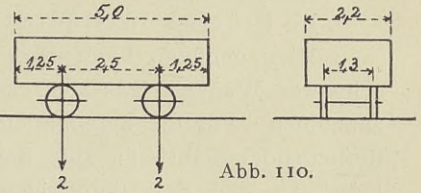
- α) für Hauptstraßen entweder die Belastung a) für sich oder die Belastung durch einen Wagen (Abb. 108) oder durch zwei Wagen (Abb. 109) und in beiden Fällen gleichzeitig, sowohl auf der von den Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung a),

β) für Nebenstraßen entweder die Belastung a) für sich oder die Belastung durch zwei Wagen (Abb. 109) und gleichzeitig, sowohl auf der von



den Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung a);

γ) für Ortsverbindungs- und Feldwege entweder die Belastung a) für sich oder die Belastung durch einen Wagen (Abb. 110) und gleichzeitig, sowohl auf der von dem Wagen nicht bedeckten Fläche des Fahrweges, als auf den Fußwegen die Belastung a).



Man kann im allgemeinen folgende 4 Klassen von Wagen unterscheiden:

	Achslast	Radstand	Ganze Länge	Spurweite	Ladebreite
Außergewöhnlich schwere Wagen	8 — 12	3 — 4,5	6 — 8	1,4 — 1,6	2,5 — 2,7
Schwere Wagen	5 — 7	3 — 3,5	5 — 7,5	1,2 — 1,5	2,3 — 2,5
Mittelschwere Wagen	3 — 4	2,5 — 3,0	4,6 — 6	1,3	2,3 — 2,4
Leichte Wagen	1,5 — 3	2,3 — 2,5	4,5 — 5	1,3	2,2 — 2,3

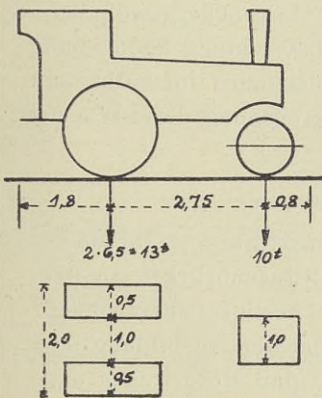


Abb. 111

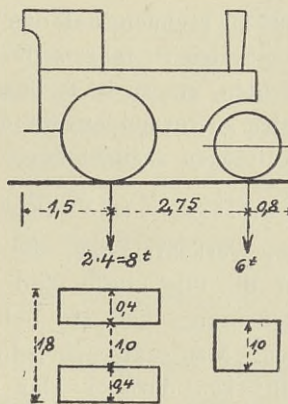


Abb. 112.

Für die Dampfwalzen kommen zwei Typen in Betracht, eine schwere nach Abb. 111 und eine leichtere nach Abb. 112.

Das Gewicht des Menschengedränges schwankt zwischen 300 und 600 kg/qm. Bei einem Gedränge, dessen Gewicht 600 kg/qm erreicht, ist gerade noch eine langsame Bewegung möglich.

Die Größe der anzunehmenden Verkehrsbelastung hängt, wie schon oben erwähnt wurde, von der Lage der Brücke ab. Man kann ganz allgemein folgende Unterscheidungen machen:

a) Brücken in Städten mit starker Industrie.

Die Hauptträger sind für außergewöhnlich schwere Wagen und ein Menschengedränge von 550 kg/qm zu berechnen. Dabei sind Wagenzüge, die aus einem außergewöhnlich schweren und sonst aus schweren Wagen bestehen, dicht nebeneinander und auf den Fußsteigen ein Menschengedränge anzunehmen. Bei größeren Brücken mit Hauptträgern, die über der Fahrbahn liegen, genügt auch eine Belastung nur durch Menschengedränge auf der Fahrbahn und den Fußsteigen. Die Fahrbahnteile sowie auch die Hauptträger von Brücken mit sehr kleiner Stützweite sind für außergewöhnlich schwere Lastwagen oder für eine schwere Dampfwalze zu berechnen.

b) Brücken in Städten ohne Industrie.

Hier genügen Lastenzüge aus einem schweren und sonst aus mittelschweren Wagen. Das Menschengedränge ist ebenso groß wie im Fall 1 anzunehmen. Für die Berechnung der Hauptträger weitgespannter Brücken mit tiefliegender Fahrbahn gilt das unter a) Gesagte. Für die Berechnung der Fahrbahn und der Hauptträger von sehr kleinen Stützweiten sind schwere Lastwagen oder eine Dampfwalze maßgebend.

c) Brücken in Chausseen.

Für die Berechnung der Hauptträger sind hier Lastenzüge aus einem schweren, sonst aus leichten Wagen und ein Menschengedränge von 400 kg/qm maßgebend. Die Fahrbahnteile sowie auch die Hauptträger von kleiner Stützweite müssen der Belastung schwerer Wagen oder einer Dampfwalze gewachsen sein.

d) Brücken in Feldwegen.

Die Hauptträger und die Fahrbahnteile sind für leichte Wagen und für Menschengedränge von 400 kg/qm zu berechnen.

Es ist vielfach üblich, bei der Berechnung von Brücken mit Hauptträgern, die über der Fahrbahn liegen, anzunehmen, daß die außergewöhnlich schweren Wagen die Brücke nur in der Mitte zwischen den beiden Hauptträgern belasten. Es ist aber wohl kaum darauf zu rechnen, daß das Verbot für außergewöhnlich schwere Wagen, nicht an den Seiten zu fahren, dauernd Beachtung findet, und es dürfte sich deshalb empfehlen, um zu hohe Beanspruchungen im Falle der Außerachtlassung des Verbotes zu vermeiden, für die Berechnung diese Wagen unmittelbar neben den Hauptträgern anzunehmen.

2. Nebeneinflüsse der Verkehrslasten.

Die Nebeneinflüsse der Verkehrslasten, die Bremskräfte, Anfahrwiderstände, die Seitenstöße und die Fliehkräfte sind bei Straßenbrücken in der Regel nicht von solcher Bedeutung, daß sie bei der Festigkeitsberechnung berücksichtigt werden müßten. Man muß sich jedoch bei der Ausbildung der Pfeiler und Stützen dieser Brücken darüber klar sein, daß Motorwagen und Automobile immerhin beträchtliche wagerechte Kräfte hervorrufen können.

3. Ständige Belastung der Straßenbrücken.

Da die Belastung der Straßenbrücken, ihre Fahrbahnausbildung und ihre Breite, ferner die Anzahl der Hauptträger so außerordentlich verschieden sind,

lassen sich nicht so leicht wie für die Eisenbahnbrücken Formeln für das gesamte Eigengewicht aufstellen.

Zur vorläufigen Ermittlung des Eigengewichts von Straßenbrücken wird folgender Weg vorgeschlagen: Man berechne und entwerfe zunächst die Fahrbahn und die Fahrbahnträger und bestimme sodann das Fahrbahngewicht. Die Abmessungen der Fahrbahnträger können zunächst unter Vernachlässigung ihres Eigengewichts ermittelt und dann unter Berücksichtigung des hiernach sich ergebenden Eigengewichts verbessert werden. Bei der Berechnung der Fahrbahn ist die Kenntnis folgender Gewichte von Wichtigkeit:

Kiefern- und Eichenholz	1000 kg/cbm
Kies und Schotter	2000 „
Granitpflaster	2700 „
Beton	2200 „
Asphalt	1300 „
Buckelplatten und Belageisen	70 kg/qm
Gasrohr mit lichtigem Durchmesser von 400 mm	120 kg/m
Gefülltes Wasserrohr mit lichtigem Durchmesser von 400 mm	250 „

Sind die Hauptträger einfache Balkenträger, so ist weiter das im folgenden an einem Beispiel erläuterte Verfahren am Platze.

Es handle sich um eine 50 m weit gespannte Straßenbrücke mit 2 über der Fahrbahn liegenden Hauptträgern, die in 7 m Abstand voneinander angeordnet sind, und schwerer Fahrbahnausbildung. Die Fußsteige sind auf beiden Seiten um 1,5 m ausgekragt. Die Fahrbahn wiege 900 kg/qm, der Fußsteig 150 kg/qm. Dann beträgt die ständige Belastung eines Hauptträgers aus diesen Gewichten: $g = (3,5 \cdot 900 + 1,5 \cdot 150)$ kg/m. Die Verkehrslast durch Menschengedränge werde zu 500 kg/qm angenommen, hierdurch wird der Hauptträger belastet mit $p = (3,5 + 1,5) 500$ kg/m.

$$p + g = 3150 + 225 + 2500 = 7875 \text{ kg/m.}$$

Nun wird zum Vergleich die Belastung $p_1 + g_1$ eines Hauptträgers einer eingleisigen Eisenbahnbrücke bestimmt. Aus der Zusammenstellung für die Eigengewichte von Eisenbahnbrücken erhält man das Gewicht der Fahrbahn eines Fachwerkträgers mit versenkter Fahrbahn und 4,9 m Breite:

$$g_1 = \frac{625 + 680}{2} = \frac{1305}{2} \text{ kg/m.}$$

Die Belastung p_1 erhält man aus der Beziehung:

$$\frac{p_1 l^2}{8} = M_{\max.}$$

M_{\max} wird aus der Tabelle für die größten Momente entnommen = $\frac{2123}{2}$ tm.

$$p_1 = \frac{2 \cdot 123 \cdot 000 \cdot 8}{2 \cdot 50^2} = \frac{2 \cdot 123 \cdot 000 \cdot 8}{2 \cdot 2500} = 3400 \text{ kg/m}$$

$$g_1 + p_1 = 653 + 3400 = 4053 \text{ kg/m.}$$

Die Eigengewichte der Hauptträger werden annähernd in dem Verhältnis dieser Belastungen stehen.

Nun beträgt das Eigengewicht eines Hauptträgers der Eisenbahnbrücke nach der Zusammenstellung $= \frac{680 + 27 \cdot 50}{2} = \frac{2030}{2} = 1015 \text{ kg/m}$.

Demnach wird das Eigengewicht eines Hauptträgers der Straßenbrücke $= 1015 \cdot \frac{7875}{4055} \text{ kg/m} = \text{rd. } 1980 \text{ kg/m}$ betragen.

Hinsichtlich der Nachprüfung der Richtigkeit der so gefundenen Gewichte, der Gewichtsannahmen bei Bogenträgern und Bogenträgern mit Zugband wird auf die entsprechende Abhandlung über die Gewichte der Eisenbahnbrücken verwiesen.

Engesser macht in der Zeitschrift für Baukunde (1881) für die Eigengewichte von Straßenbrücken folgende Angaben:

a) Landstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag: Gewicht des Bohlenbelages 110 kg/qm , Eisengewicht der Brücke $= (105 + 2,3 l + 0,02 l^2) \text{ kg/qm}$,
 $l = \text{Stützweite}$.

Finden sich außerhalb der Hauptträger noch besondere, mit Holz gedeckte Fußwege, so entspricht diesen ein Eisengewicht für 1 qm (einschließlich der erforderlichen Verstärkung der Hauptträger, aber ausschließlich der Geländer) von $(60 + 2,3 l) \text{ kg/qm}$.

b) Landstraßenbrücken mit Beschotterung: Gewicht des Schotters 400 kg/qm , Zoreisen 65 kg/qm , Eisengewicht der Brücke $(125 + 2,8 l + 0,025 l^2) \text{ kg/qm}$. Fußwege wie zu a).

c) Stadtstraßenbrücken mit doppeltem Bohlenbelag: Gewicht des Bohlenbelages 140 kg/qm , Eisengewicht der Brücke $(155 + 2,7 l + 0,021 l^2) \text{ kg/qm}$. Für ausgekragte Fußwege ist zu setzen:

$$(80 + 2,7 l) \text{ kg/qm}.$$

d) Stadtstraßenbrücken mit Beschotterung: Schottergewicht 480 kg/qm , Zoreisen 80 kg/qm , Eisengewicht $(170 + 3,2 l + 0,028 l^2) \text{ kg/qm}$. Gewicht des Fußsteiges wie zu c).

e) Stadtstraßenbrücken mit Pflasterung: Gewicht der Pflasterung 700 kg/qm , Zoreisen 80 kg/qm , Eisengewicht $(180 + 3,7 l + 0,029 l^2) \text{ kg/qm}$. Gewicht des Fußweges wie zu c).

Für das Gewicht der Hauptträger der Straßenbogenbrücken gibt Engesser in seinem Werk: Theorie und Berechnung der Bogenfachwerkträger ohne Scheitелgelenke folgende Formel:

$$g = (\gamma b + 35 Z) \text{ kg},$$

in der b die Brückenbreite in m und Z die Anzahl der Hauptträger bedeutet. γ ist der nachstehenden Zusammenstellung zu entnehmen:

Stützweite l in m	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 doppeltem Bohlenbelag . $\gamma =$	28	53	80	110	144	180	220	260	305	355

4. Zufällige Lasten.

Hinsichtlich des Winddruckes, der Schneelast und der Wärmewirkungen gilt das in der Abhandlung über die zufälligen Lasten der Eisenbahnbrücken hierüber Gesagte, nur mit der Abänderung, daß die Fahrzeuge der Straßenbrücken dem Winde eine Fläche von nur 2,0 bis 2,5 m Höhe darbieten.

Abschnitt VII.

Bearbeitung der einzelnen Teile einer eisernen Brücke.

Es kann nicht im Rahmen dieses Buches liegen, eine ausführliche Darstellung der für den Bau einer eisernen Brücke notwendigen Werkstattarbeiten zu geben, zu der auch eine Beschreibung der für die Bearbeitung der Eisenteile erforderlichen Maschinen gehören würde. Es soll vielmehr nur so weit auf die verschiedenen Arbeitsvorgänge und auf die bei der Bearbeitung zu beachtenden Gesichtspunkte eingegangen werden, als für den Konstrukteur zur Beurteilung der Zweckmäßigkeit und Ausführbarkeit der Einzelheiten seines Entwurfes dringend notwendig ist.

Die Brückenbauanstalten bestellen bei einem Walzwerk die Bleche, Flach-, Winkel- und Profileisen in den Längen, die nach dem Entwurf zu den einzelnen Gliedern einer Brücke gebraucht werden. Die Bearbeitung der Stäbe und Träger ist Sache der Brückenbauanstalten. Die Walzwerke lassen sich jetzt nicht mehr auf irgendwelche Bearbeitung ihrer Produkte ein, sie liefern nur in seltenen Fällen noch gebogene Flachbleche.

A. Richten der Bleche und Winkeleisen.

Die Bleche und Winkeleisen sind in den seltensten Fällen in dem Zustande, in dem sie das Walzwerk verlassen und in der Brückenbauanstalt eintreffen, absolut gerade, sie zeigen vielmehr mehr oder weniger große Verbiegungen. Diese müssen unbedingt entfernt werden, da sonst die federnden Ausbiegungen eine gute Nietarbeit ausschließen würden. Das Verfahren, durch das die Ausbiegungen beseitigt werden, nennt man das «Richten».

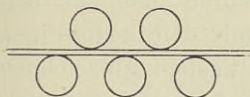


Abb. 113.

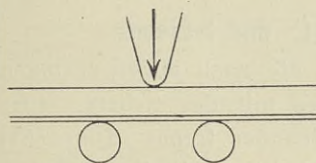


Abb. 114.

Bleche, Flacheisen und Universaleisen werden in der Regel in einem Walzensatz aus fünf Walzen gerichtet (Abb. 113). Die oberen beiden Walzen sind gegen die unteren drei verschiebbar. Durch Einstellen der oberen Walzen wird beim wiederholten Durchgang der Bleche auf diese ein solcher Druck ausgeübt, daß sie den Walzensatz genau gerade verlassen. Winkeleisen werden in der Weise gerichtet, daß sie auf zwei Rollen gelegt und durch einen Stempel gegen die Rollen gedrückt werden (Abb. 114).

B. Herstellung der Nietlöcher.

Die Nietlöcher werden auf zwei Arten hergestellt:

1. durch Bohren,
2. durch Stanzen.

Das Bohren geschieht durch Maschinen mittels Flach- oder Spiralstahlbohrer. Einzelne Brückenbauanstalten bevorzugen den Flachbohrer, weil er sich nicht so schnell abnutzt wie der Spiralbohrer. Der Flachbohrer verläuft sich aber leichter als der Spiralbohrer und ist nicht so leistungsfähig wie dieser. Das Bohren erfordert viel Zeit, ist aber ein Verfahren, bei dem das Material an dem Rand des Bohrloches nicht beschädigt wird, und wird deshalb von den meisten Verwaltungen grundsätzlich vorgeschrieben. An dem der Bohrrichtung abgekehrten Rande des Bohrloches bildet sich ein Grat, der mit Meißel und Hammer entfernt werden muß.

Beim Stanzen wird das Loch mittels eines Stempels durchgestoßen; durch diese gewaltsame Bearbeitung tritt fraglos eine Beschädigung des Materials am Lochrande ein. Will man das Herstellen der Löcher durch Stanzen erlauben, so ist es erforderlich, zunächst durch die Stanze ein Loch mit geringerem Durchmesser, als das Nietloch endgültig erhalten soll, herzustellen und dies Loch auf den erforderlichen Durchmesser mittels eines Bohrers aufzuweiten.

Ein sehr bewährtes Verfahren ist das Bohren in der «Zulage», bei dem die Nietlöcher mit dem endgültigen Durchmesser durch die zusammengehörigen Konstruktionselemente, die durch Schrauben und Klammern in ihre endgültige Lage zueinander gebracht sind, gebohrt werden. Allgemein gebräuchlicher ist jedoch ein anderes Verfahren, bei dem alle Winkel- und Profileisen einzeln mit Nietlöchern, deren Durchmesser um 2 bis 3 mm kleiner als der endgültige ist, versehen werden und bei dem alle gleichen Flacheisen und Bleche eines Überbaues zu sogenannten Paketen von solcher Stärke, daß der Bohrer gut durchfassen kann, vereinigt und dann durchbohrt werden.

In den zusammengesetzten Teilen werden schließlich die Nietlöcher um 2 bis 3 mm mit der Reibahle aufgerieben oder aufgebohrt, wodurch Nietlöcher mit vollständig glatten Wandungen erhalten werden. Würde man bei dem zweiten Verfahren die Nietlöcher gleich von vornherein mit dem endgültigen Durchmesser herstellen, so würde man auch bei sorgfältigstem Aufzeichnen der Nietlöcher keine glatten Nietlochwände erhalten und damit die erste Bedingung dafür, daß der Niet das Loch gut ausfüllt, aufgeben.

C. Beschneiden der Flacheisen, Winkel-, C- und I-Eisen.

Sollen Flacheisen nach einer Form mit Ecken, die nach außen springen (Abb. 115), zugeschnitten werden, so geschieht dies mit der Schere, einer Maschine, die die Eisenteile durch Abscheren voneinander trennt. Diese Art der Bearbeitung ist ziemlich gewaltsam, das dem Schnitt unmittelbar benachbarte Material leidet hierunter und muß durch eine Fräs- oder Hobelmaschine fortgenommen werden. Soll eine einspringende Ecke (Abb. 116) hergestellt werden, so werden zunächst in der Ecke 3 bis 5 Bohrlöcher gebohrt und dann die übrig bleibenden Strecken *ab* mit der Schere geschnitten.

Schweifungen (Abb. 117) werden am zweckmäßigsten durch das Schneidverfahren mittels Wasserstoff und Sauerstoff¹⁾ oder in der Weise hergestellt, daß man Loch an Loch bohrt und die zwischen je zwei Löchern stehenden gebliebenen Vorsprünge mit Meißel und Hammer weg-

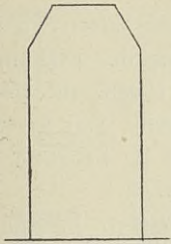


Abb. 115.

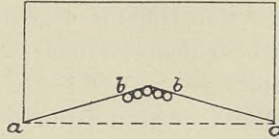


Abb. 116.

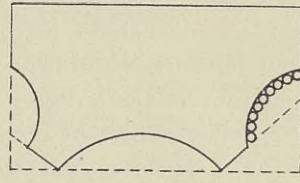


Abb. 117.

nimmt. Werden die Löcher durch Stanzen hergestellt oder der Schnitt durch eine geschweifte Schere bewirkt, so müssen die Ränder nachgefäest werden.

Schnitte an I-, C- und L-Eisen sollten grundsätzlich durch Kreissägen ausgeführt werden, ein Verfahren, daß zwar ziemlich viel Zeit in Anspruch nimmt, aber das Material sehr wenig beschädigt. Das Durchschneiden eines I-Eisens (N. P. 40) erfordert ungefähr 20 bis 25 Minuten. Die Schnittkanten bedürfen noch der Nachbearbeitung, die durch eine Schmirgel- oder Fräsmaschine vorgenommen wird.

D. Biegen.

Schwache Biegungen von L-Eisen und in der Pfeilrichtung von →I- und →C-Eisen von geringen Abmessungen können im kalten Zustande hergestellt werden. Alle schärferen Biegungen und auch schwache Biegungen von großen Profilen, ebenso alle Biegungen von I- und C-Eisen senkrecht zur Pfeilrichtung sind im hellrot warmen Zustande zu bewirken. Wiederholen sich dieselben Biegungen oft, so ist es ratsam, eine Leere herzustellen, diese mit einer festen Unterlage in Verbindung zu bringen und hiernach die warmen Eisen durch Ziehen und Hämmern zu biegen.

Flacheisen werden parallel zur hohen Kante, je nach der Größe der Biegung und ihrer Stärke, kalt oder warm gebogen.

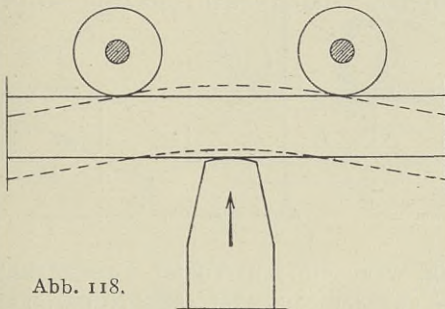


Abb. 118.

Die Herstellung hochkantig gebogener Flachbleche macht große Schwierigkeiten.

Flache Kurven mit einem Radius über 30 m können bei niedrigen Blechen von nicht zu geringer Stärke (Flacheisen bis zu 200/20 mm) durch Biegung im kalten Zustande hergestellt werden. Die geraden Flacheisen werden flachliegend in eine Presse gelegt (Abb. 118) und mit einem flachköpfigen Stempel

gegen zwei Rollen gedrückt. Durch diesen Druck entsteht ein örtlicher schwacher Knick. Indem man das Blech langsam verschiebt und immer wieder

¹⁾ Vergl. Zentralbl. d. Bauverw. 1909, S. 148.

drückt, geht es allmählich in die gewünschte kreis- oder parabelförmige Kurve über.

Bei höheren und schwachen Blechen ist dies Verfahren deshalb zu verwerfen, weil die innere (konkave) Kante durch das Stauchen sich falten wird. Unter allen Umständen zu verwerfen ist hier die Herstellung der Biegung durch das sogenannte Strecken, das darin besteht, daß das Eisen auf der äußeren Seite durch Schläge mit schweren Hämmern gelängt wird. Das Eisen wird hierdurch an Festigkeit ganz bedeutend einbüßen, wenn es überhaupt nicht an einigen Stellen zerstört wird.

Die Walzwerke stellen gebogene Flacheisen dadurch her, daß sie in einer Vorwalze das Flacheisen zunächst keilförmig walzen (Abb. 119) und dann beim Fertigwalzen das Material an der Seite *a* zum Strecken bringen. Leider lassen sich die Walzwerke jetzt nur noch selten auf das Herstellen von hochkantig gebogenen Flacheisen ein.

Eine andere Herstellungsweise besteht darin, daß die glühenden Flacheisen in einer langen Presse nach der in Abb. 120 dargestellten Anordnung in die

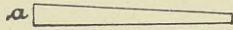


Abb. 119.

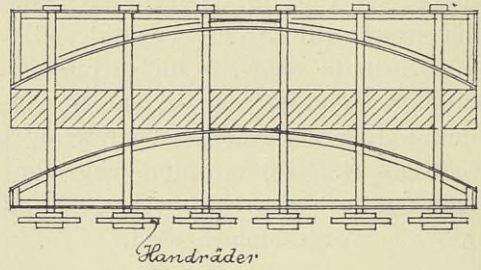


Abb. 120.

gebogene Form gebracht werden. Dies Verfahren setzt aber voraus, daß die Brückenbauanstalt mit großen Flammöfen ausgerüstet ist, in denen die Flacheisen auf die ganze Länge glühend gemacht werden können. Da unsere deutschen Brückenbauanstalten nicht derartig eingerichtet sind, so sind diese darauf angewiesen, die Flacheisen mit gebogenen Kanten aus umschriebenen Rechteckblechen auszuarbeiten. Dies kann erfolgen:

1. Auf der konvexen Seite durch Schneiden mit der Schere und nachträglichem Hobeln (der Arbeiter muß in diesem Fall das Hobelmesser während der Bewegung längs des Bleches noch senkrecht zum Blech von Hand verschieben, was nach einiger Übung ohne weiteres geht). Auf der konkaven Seite durch Bohren von Loch an Loch und späterem Glattarbeiten mit dem Meißel.

2. Durch Ausschneiden mittels der Sauerstoff- und Wasserstoffflamme.

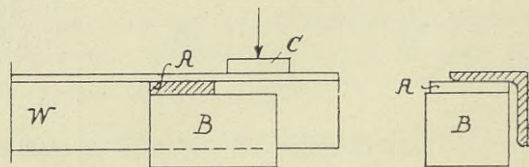


Abb. 121.

E. Kröpfungen.

Kröpfungen sind Abbiegungen aus der ursprünglichen Richtung. So entsteht z. B. eine Kröpfung, wenn ein senkrechter Aussteifungswinkel eines Blechträgers vom Stegblech auf den Schenkel eines Gurtwinkels geführt werden soll.

Die Kröpfungen müssen grundsätzlich im hellrot warmen Zustande hergestellt werden. Soll z. B. ein Winkeleisen gekröpft werden, so wird es an der Stelle der Kröpfung glühend gemacht und auf einen Block *B* gelegt, auf

dem eine Erhöhung *A* von der Stärke der Kröpfung angebracht ist (Abb. 121). Der Stempel einer Presse oder der Dampfhammer drücken mittels der Zwischenlage *C* den Winkel auf den Block *B* nieder und stellen so die Kröpfung her.

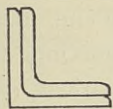


Abb. 122.

F. Abrundungen von scharfen Ecken

werden z. B. in dem Falle nötig, daß ein Winkeleisen in ein anderes eingepaßt (Abb. 122) oder ein auf dem Steg eines \square -Eisens liegendes Flacheisen hart bis an die Flansche geführt werden soll (Abb. 123). Diese Abrundungen werden durch die Hobelmaschine hergestellt.

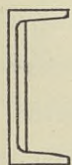


Abb. 123.

G. Herstellung von Schlitzten.

Schlitzte am Ende oder in der Mitte von Blechen werden durch Aneinanderreihung von Bohrlöchern und nachträgliche Bearbeitung durch Meißel und Hammer oder auch durch eine Fräsmaschine mit einem Fräser, der einer Kreissäge ähnlich ist, schließlich auch durch Ausbrennen mittels Sauerstoff und Wasserstoff hergestellt.

H. Herstellung von Augenstäben.

In Amerika, wo die Augenstäbe (Abb. 124) bei den Brücken mit Gelenkbolzenverbindungen für alle gezogenen Stäbe gebräuchlich sind, geschieht ihre Herstellung in der Regel durch Anpressen der Köpfe im warmen Zustande. Die Flacheisen, die zur Herstellung der Augenstäbe verwendet werden, müssen dem Material, das die anzupressenden Köpfe erfordern, entsprechend einen Überschuß an Länge besitzen. Sie werden in einem Flammofen auf die erforderliche Länge glühend gemacht und darauf in die Presse gebracht. Zwei Backen *a* (Abb. 125) entsprechen dem Übergang des Kopfes. Durch

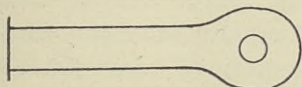


Abb. 124.

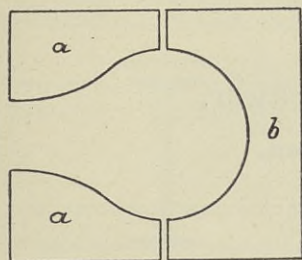


Abb. 125.

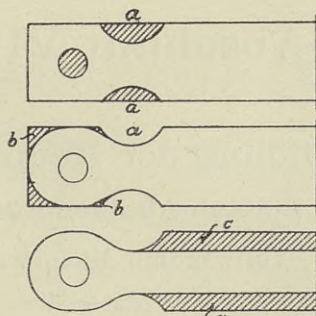


Abb. 126.

Vordrücken eines Stempels von der Form *b* wird der Kopf angestaucht. Zwischen den Formen *a* und *b* bleibt auch in der Endstellung ein kleiner Zwischenraum, um dem überschüssigen Material die Möglichkeit zum Ausweichen zu geben. Ebenso wird der zweite

Kopf hergestellt. Darauf werden die Augen mit einem Durchmesser, der 2,5 cm kleiner als der endgültige ist, gestanzt. Nachdem die Stäbe dann noch 4 Stunden in einem mit Petroleum geheizten Ofen zum Zweck des Beseitigens von inneren Spannungen ausgeglüht sind, werden die Augen auf den endgültigen Durchmesser ausgebohrt.

Unsere deutschen Brückenbauanstalten sind nicht mit derartigen Vorrichtungen ausgerüstet und deshalb auf eine andere Art der Bearbeitung von Augenstäben angewiesen. Die Augenstäbe der Hängebrücke in Budapest sind folgendermaßen hergestellt worden. Eine Bearbeitung durch Schere und Stanze war streng verboten. Zunächst wurden durch eine Ausschneidemaschine die Teile *a* weggenommen und die Augen gebohrt (Abb. 126). Dann fräste eine Maschine die Teile *b* weg, und schließlich entfernte eine Hobelmaschine die Teile *c*.

Die Teile *a* und *b* können auch durch Abbohren und Nacharbeiten mit dem Meißel oder auch durch Wegbrennen mit Sauerstoff und Wasserstoff weggenommen werden.

J. Übertragung der Entwurfseinzelheiten, wie Formen der Knotenbleche und der Stabenden, Nietabstände usw. auf die unbearbeiteten Eisen.

Sehr zuverlässig ist das sogenannte Schablonenverfahren. Die Knotenpunkte werden hierbei in natürlicher Größe mit allen Einzelheiten auf starkes Papier aufgetragen. Man legt dann diese Schablonen auf die einzelnen Bleche und Stäbe auf und körnt die Umrißlinien und Nietmittelpunkte mittels eines sogenannten Körners mit scharfer Stahlspitze durch. Die so durch einzelne Punkte gekennzeichneten Umrißlinien werden dann mittels eines scharfen Werkzeuges auf dem Eisen ausgezogen und die Nietmittelpunkte weiter durch sie umgebende Kreise deutlich hervorgehoben. Das letztere geschieht durch den sogenannten Kontrollkörner, der mit einer Stahlspitze und einer kreisförmigen Stahlschneide versehen ist. Sehr gebräuchlich ist auch das unmittelbare Aufzeichnen auf das Eisen, das zu diesem Zwecke mit Kalkmilch gestrichen wird.

Abschnitt VIII.

Ausbildung der Hauptträger.

A. Einfache Balkenbrücken.

1. Vollwandige Hauptträger.

a) Allgemeines.

Die vollwandigen Träger besitzen bei kleinen Stützweiten gegenüber den gegliederten Trägern so erhebliche Vorteile, daß sie jetzt fast ausschließlich bis zu Stützweiten von 20 m zur Ausführung gelangen. In Amerika bevorzugt man die vollwandigen Träger sogar bis zu 30 m Stützweite. Ihre hauptsächlichsten Vorteile bestehen in der Einfachheit ihrer Berechnung, Herstellung und Unterhaltung und in ihrem geringen Einheitspreis, durch den sie sich etwa bis 22 m Stützweite trotz größerem Gewichte für die Einheit billiger

stellen, als die gegliederten Träger. Bei noch größeren Stützweiten fällt jedoch die Masse des vollen Stegbleches so ins Gewicht, daß sie erheblich schwerer und damit auch teurer als gegliederte Träger werden; außerdem geht bei sehr großen Stegblechhöhen der Vorteil des geringen Einheitspreises verloren.



Abb. 127.

b) Ausbildung der Träger.

Für die vollwandigen Träger werden Walzprofile, meist in I-Form, weniger in C-Form oder zusammengesetzte Profile (Abb. 127) verwendet.

α) Walzträger.

Soweit es die zulässigen Beanspruchungen und Durchbiegungen gestatten, ist den Walzträgern vor den zusammengesetzten Trägern der Vorzug zu geben, da sie sich noch günstiger in der Unterhaltung und in der Regel auch im Einheitspreis stellen, als die zusammengesetzten Profile. Wo die deutschen Normalprofile nicht mehr ausreichen, werden mit Vorteil die breitflanschigen Grey-Träger (Differdinger Hütte) verwendet, deren Güte besonders hinsichtlich des Fehlens innerer Spannungen neuerdings durch umfangreiche Versuche im Königlichen Material-Prüfungsamt in Groß-Lichterfelde, die auf Veranlassung der Preußischen Staatseisenbahnverwaltung angestellt wurden, nachgewiesen ist. Aus dem errechneten größten Moment M und der für die betreffende Brückengattung zugelassenen Spannung σ erhält man

durch die Beziehung $W = \frac{M}{\sigma}$ das erforderliche Widerstandsmoment

und kann hiernach aus einer Profiltabelle ein Profil mit ausreichender Tragfähigkeit entnehmen. Man hat sich schließlich noch zu überzeugen, ob die Durchbiegung des Trägers in der Mitte unter den größten Lasten die als zulässig erachtete Grenze nicht übersteigt. Für Eisenbahnbrücken sind

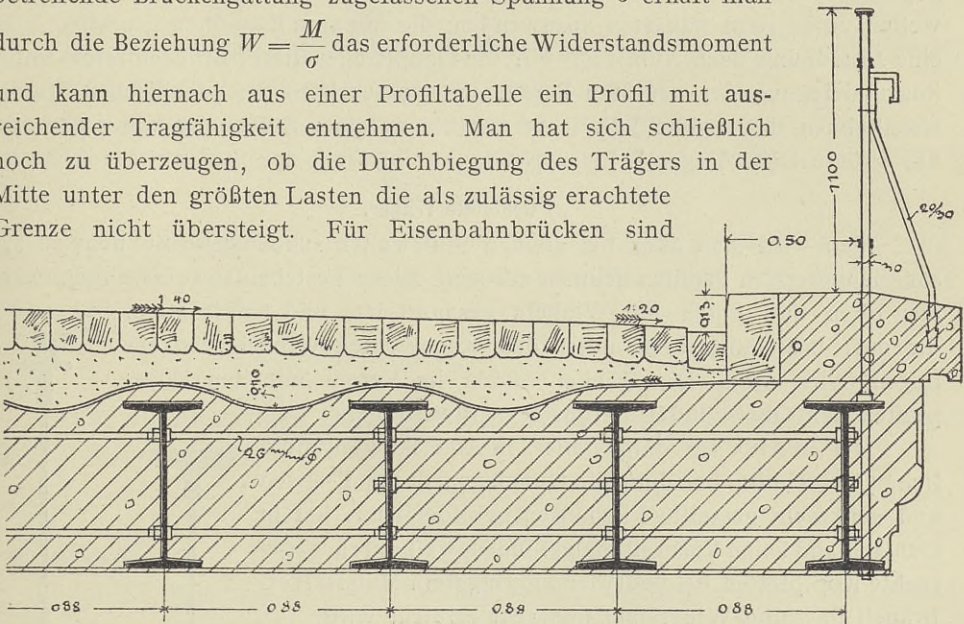


Abb. 128.

große Durchbiegungen namentlich für kleine Stützweiten wegen der Gefahr einer Entgleisung durchaus zu vermeiden. Das Verhältnis der größten Durchbiegung zur Stützweite soll hier zwischen $\frac{1}{1000}$ und $\frac{1}{1500}$ liegen. Die Größe

der Durchbiegung in der Mitte der Walzträger, die überall den gleichen Querschnitt besitzen, erhält man unter der Voraussetzung gleichförmiger Belastung aus der Gleichung

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{E J} = \frac{5}{384} \frac{p l^4}{J} \cdot \alpha.$$

Hierin bedeutet J das Trägheitsmoment des Trägers, E den Elastizitätsmodul, α den Dehnungskoeffizienten und p die Belastung für die Längeneinheit.

Die Preußische Staatseisenbahnverwaltung verwendet die Walzträger neuerdings sehr vielfach bei Eisenbahn- und Straßenüberführungen in Verbindung mit Betonkappen bis zu einer Stützweite von 11,0 m (Abb. 128). Infolge der dichten Lage der Walzträger und ihrer festen Verbindung durch den Beton verteilt sich die Belastung auf eine größere Anzahl von Trägern, und es kann hierdurch trotz der verhältnismäßig niedrigen Höhe der Walzträger eine solche Beanspruchung erzielt werden, daß die Durchbiegung die zulässige Grenze nicht überschreitet. Diese Bauwerke erfordern aber eine ziemlich große Bauhöhe, die nicht in allen Fällen zur Verfügung steht. Man wird deshalb oft gezwungen sein, auch bei Stützweiten unter 10 m Bauarten anzuwenden, die kleinere Bauhöhen gestatten, z. B. eine Anordnung nach Abb. 129.

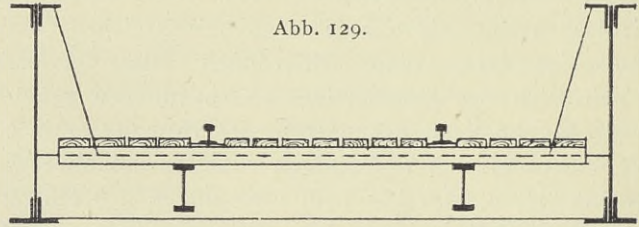


Abb. 129.

Für die Hauptträger dieser Brücken reicht unter Zugrundelegung der neuesten Berechnungsvorschriften der preußischen Staatseisenbahnen das größte I N.-P. 55 nur bis zu einer Stützweite von 5,5 m und das größte Differdinger I-Eisen Nr. 75 nur bis zu einer Stützweite von 8,4 m.

β) Genietete Träger.

Man wird also auch bei kleinen Stützweiten schon seine Zuflucht zu zusammengesetzten Profilen nehmen müssen. Diese bestehen aus einem Stegblech, das oben und unten mit Winkeln gesäumt ist, und Kopfplatten, die auf, beziehungsweise unter den wagerechten Winkelschenkeln liegen (Abb. 130). Die Winkel bilden im Verein mit den Kopfplatten den Ober- und Untergurt des Blechträgers.

Der in Abb. 131 dargestellte, in Amerika gebräuchliche Querschnitt, bei dem die Gurtungen durch C-Eisen und senkrecht gestellte Flacheisen gebildet sind, hat in Deutschland keine Verbreitung gefunden, weil durch wagerechte Kopfplatten bei bedeutend geringerem Materialverbrauch dasselbe Widerstandsmoment erreicht wird.

1. Stärke des Stegbleches.

Zur Erzielung eines möglichst großen Widerstandsmomentes würde es sich empfehlen, das Stegblech so schwach wie möglich zu machen und das hier ersparte Material in den Gurtungen zu verwenden; auch zur Aufnahme der Querkraft an den Auflagern



Abb. 130.

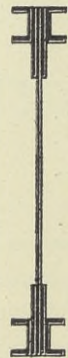


Abb. 131.

würden sehr geringe Stegblechstärken genügen. Mit Rücksicht auf den Lochleibungsdruck der wagerechten Niete in den Winkeln und der Anschlußniete der Querträger, ferner mit Rücksicht auf die Gefahr des Faltens in dem Druckteil und des Rostens empfiehlt es sich, die Stärke nicht unter 10 mm, bei höheren Blechen nicht unter 12 mm zu nehmen.

2. Querschnittsbestimmung und Ausbildung.

Liegt das Rechnungsergebnis für das größte Moment in der Mitte des Trägers $= M_{\max}$ vor, so dient zur Ermittlung eines geeigneten Querschnittes folgende Betrachtung: Die größte Durchbiegung in der Mitte eines Trägers, der überall das gleiche Trägheitsmoment besitzt, erhält man unter der Annahme einer gleichmäßig verteilten Last für die Längeneinheit nach der Formel:

$$\delta = \frac{5}{384} \frac{q l^4}{E J},$$

wo E den Elastizitätsmodul und J das Trägheitsmoment des Querschnittes bedeutet und $q = g + p =$ Eigengewicht + Verkehrslast für die Längeneinheit ist. Nun ist $J =$ dem Widerstandsmoment mal der halben Höhe des Querschnittes $= W \cdot \frac{h}{2}$, also

$$\delta = \frac{5}{48} \cdot \frac{\frac{q l^2}{8} l^2}{E \cdot W \cdot \frac{h}{2}}.$$

Das erforderliche Widerstandsmoment muß sein $W \geq \frac{M q_{\max}}{\sigma} = \frac{q l^3}{8 \sigma}$, wo σ den Wert für die zugelassene Beanspruchung darstellt.

Durch Einsetzen dieses Wertes geht die obige Formel über in

$$\delta = \frac{5}{24} \frac{\sigma l^2}{E h}.$$

Für Träger gleicher Festigkeit, bei denen also bei gleichmäßig verteilter Last überall die gleiche Beanspruchung herrscht, nimmt die Formel den Wert an:

$$\delta = \frac{6}{24} \frac{\sigma l^2}{E h}.$$

Für die Blechträger liegt die Wirklichkeit zwischen beiden Fällen, daher ist es angezeigt, mit der Formel

$$\delta = \frac{5,5}{24} \frac{\sigma l^2}{E h}$$

zu rechnen.

Ist die Belastung nicht gleichmäßig verteilt, sondern z. B. eine Lokomotivbelastung, so bestimmt man das größte Moment dieser Belastung für die Trägermitte $M_{P_{\max}}$ und errechnet einen Belastungsgleichwert aus der Beziehung:

$$M_{P_{\max}} = \frac{p l^2}{8}$$

$$p = \frac{8 M_{P_{\max}}}{l^2}.$$

Über die zulässige Größe der Durchbiegung ist bereits unter α) das Nötige gesagt worden.

Nimmt man z. B. das Verhältnis der Durchbiegung zur Stützweite $\frac{\delta}{l} = \frac{1}{1200}$ an, so ist man imstande, aus der eben angeführten Formel die Höhe zu bestimmen. Alsdann sucht man unter Beachtung dieses errechneten Wertes, wobei natürlich Abweichungen um 2 bis 3 cm ohne Belang sind, aus Tabellen für die Trägheits- und Widerstandsmomente genieteter Träger¹⁾ den Querschnitt heraus, der das erforderliche Widerstandsmoment besitzt. Es sei dies ein Querschnitt mit drei Kopfplatten (Abb. 132 a u. b) Diese werden selbstverständlich nur so weit durchgeführt, als es die auftretenden Momente verlangen Die zeichnerische Ermittlung der Plattenlängen ist die übersichtlichste und daher auch am meisten zu empfehlen. Man zeichnet die Kurve der größten Momente (Abb. 133) und trägt auf einer Senkrechten die verschiedenen mit der zulässigen Spannung multiplizierten Widerstandsmomente für den Querschnitt mit drei und zwei Platten, einer Platte und ohne Platten, die ebenfalls den

Tabellen zu entnehmen sind, auf, zieht durch die Endpunkte dieser Ordinaten Wagerechte und erhält in den Schnittpunkten dieser Linien mit der Kurve die Endpunkte der Platten.

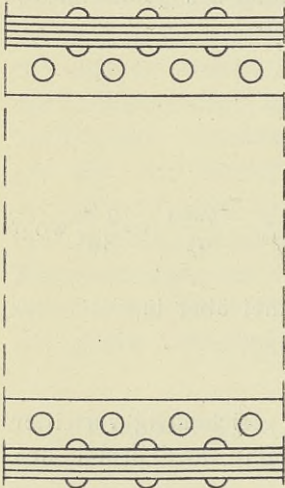


Abb. 132 a.



Abb. 132 b.

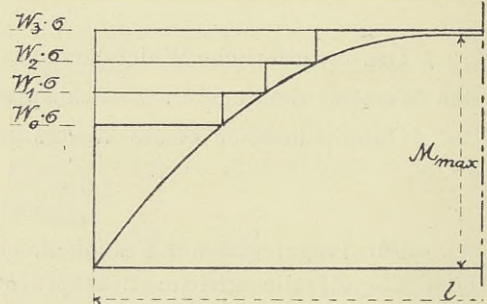


Abb. 133.

Bemerkt sei gleich an dieser Stelle, daß bei der Berechnung der Trägheits- und Widerstandsmomente die Nietlöcher im gezogenen Teile des Querschnittes in Abzug gebracht werden müssen, und daß es üblich ist, bei der Berechnung der Blechträger auch die Nietlöcher im Druckteil abzuziehen. Es empfiehlt sich dringend, in den Gurtungen sowohl die senkrechten als auch die wagerechten Nietlöcher und im Stegblech die Nietlöcher einer senkrechten Reihe in Abzug zu bringen, da es sich nicht vermeiden läßt, daß diese Nietlöcher bei den Stegblechstößen und an den Anschlüssen der Querträger nahezu in einen Querschnitt fallen.

Eine Kopfplatte ist erst an der Stelle in voller Wirksamkeit, an der sie mit der erforderlichen Anzahl von Nieten angeschlossen ist. Bedeutet σ die Normalspannung, die die Kopfplatte erleidet, und F den nutzbaren Querschnitt

¹⁾ Am geeignetsten sind die Tabellen von Dr. H. Zimmermann (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn, Berlin) und von Böhm und John.

nach Abzug der Nietlöcher, so ist zum Anschluß der Platte eine der Kraft $P = \sigma \cdot F$ entsprechende Anzahl von Nieten erforderlich. Erfordert der Anschluß z. B. sechs Nieten, so tritt die Kopfplatte erst an dem in der Abb. 134 mit a bezeichneten Punkte in volle Wirksamkeit.

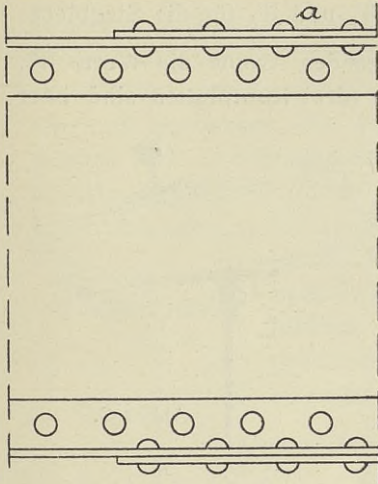


Abb. 134.

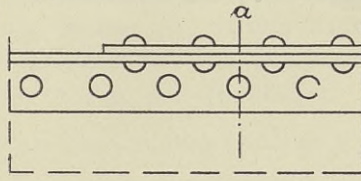


Abb. 135.

Aus der Abb. 133 geht ohne weiteres hervor, daß die Platten an den errechneten Endpunkten noch nicht voll angeschlossen zu sein brauchen, sondern der Anschluß erst hier zu beginnen braucht. Zur Erzielung eines gewissen Überschusses an Querschnitt empfiehlt es sich jedoch, die Platten über ihren rechnerischen Endpunkt mit der Hälfte der Anschlußniete überschießen zu las-

sen. Sind beispielsweise zum Anschluß der Kopfplatte acht Nieten erforderlich, so ergibt sich die in Abb. 135 dargestellte Anordnung.

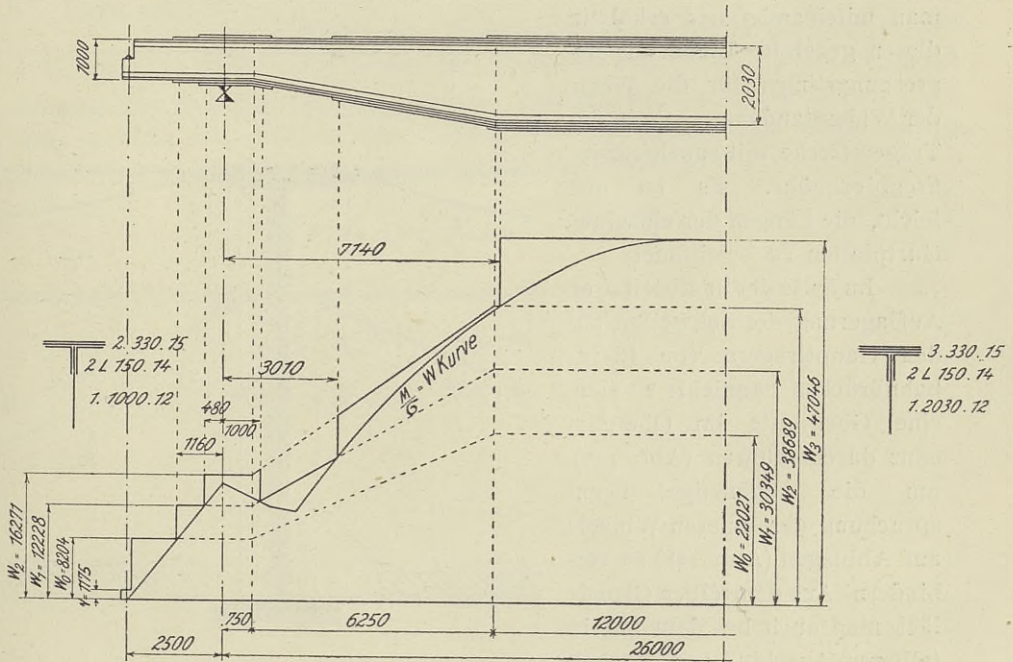


Abb. 136.

Die Bestimmung der Gurtplattenlängen bei wechselnder Trägerhöhe sei an einem Beispiel erläutert. Es handle sich um einen Kragträger, der in der Mitte höher ist als über den Auflagern (Abb. 136). Das Stegblech ist in der

Mitte 2030 mm und über den Auflagern 1000 mm hoch, die Kopfplatten sind Universaleisen 330 · 15 und die Winkeleisen Profile 150 · 150 · 14. Man trägt die $\frac{M}{\sigma}$ -Kurve und in der Mitte die Werte W_0 , W_1 , W_2 und W_3 für die Stegblechhöhe von 2030 mm und am Ende des überkragenden Armes die Werte W_0 , W_1 und W_2 für die Stegblechhöhe von 1000 mm (drei Kopfplatten sind über

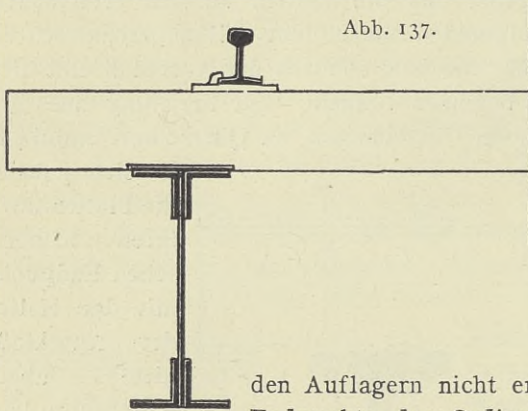


Abb. 137.

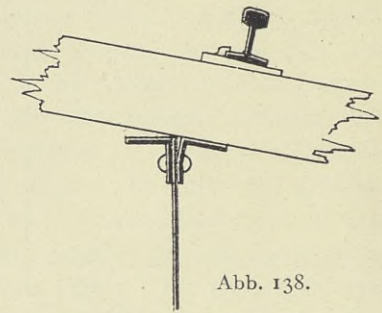


Abb. 138.

den Auflagern nicht erforderlich) auf und legt durch die Endpunkte der Ordinaten Wagerechte bis zu den Senkrechten, die durch die Knickpunkte der Gurtungen gezogen sind. Die entsprechenden Schnittpunkte der Wagerechten mit den Senkrechten verbindet man miteinander und erhält in diesen geneigten Linien die Begrenzungslinien für die Werte der Widerstandsmomente in der Trägerstrecke mit zunehmender Stegblechhöhe. Es ist nun leicht, die Längen der einzelnen Gurtplatten zu bestimmen.

Im Falle der unmittelbaren Auflagerung der Schwellen auf den Hauptträgern von Eisenbahnbrücken empfiehlt es sich, eine Gurtplatte im Obergurt ganz durchzuführen (Abb. 137), um die ungünstige Beanspruchung des inneren Winkels auf Abbiegen (Abb. 138) zu verhindern. Aus demselben Grunde läßt man auch bei dem unmittelbaren Anschluß von Buckelplatten (Abb. 139) an den Ober-

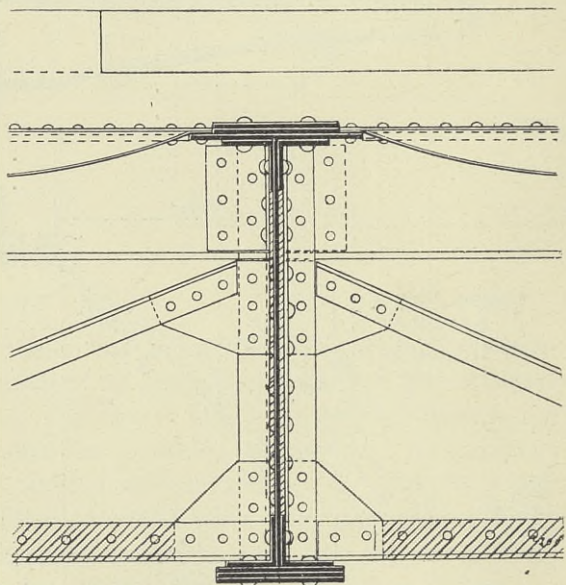


Abb. 139.

gurtenden der Hauptträger eine Kopfplatte über die ganze Länge des Trägers reichen. Diese Platte wird um die Breite der Auflagerfläche der Buckelplatte (5 bis 8 cm) breiter als die darüber liegenden Platten ausgeführt, weil hierdurch für die Buckelplatten die zweckmäßigste Auflagerung erzielt wird und

die Hauptträgergurtungen in der Werkstatt fertig genietet werden können. Näheres hierüber siehe unter dem Abschnitt «Fahrbahn».

Die angeführten Tabellen für die Trägheits- und Widerstandsmomente genieteter Träger sind nur bis zu einer Trägerhöhe von 1,40 m durchgeführt. Größere Trägerhöhen werden aber vielfach verwendet, auch sind häufig Querschnitte mit außergewöhnlich breiten Gurtungen erforderlich. Man ist daher sehr oft gezwungen, die einzelnen Abmessungen der Querschnitte selbst zu wählen und ihre Trägheitsmomente zu berechnen. Nach den Angaben von Müller-Breslau in dem ersten Band seiner «Graphischen Statik der Baukonstruktionen», 3. Auflage auf Seite 203 empfiehlt sich hierbei folgendes Verfahren: Man bestimmt die zweckmäßige Höhe nach der auf Seite 67 angeführten Formel, nimmt die Höhe h_0 des Stegbleches etwas kleiner an, verfügt dann über die Winkelprofile und berechnet das Trägheitsmoment J_0 dieses Querschnittes mit Abzug der Nietlöcher. Das Widerstandsmoment dieses Querschnittes ist dann $W_0 = \frac{2J_0}{h_0}$ (Abb. 140).

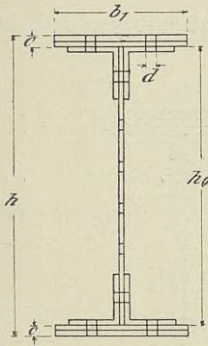


Abb. 140.

Werden nun unten und oben Kopfplatten mit dem nutzbaren Querschnitt $F_k = b \cdot c$ für jede Gurtung hinzugefügt, so wächst das auf die wagerechte Schwerachse bezogene Trägheitsmoment um die Größe $2J_k + 2F_k \left(\frac{h_0 + c}{2}\right)^2$.

c bedeutet die Gesamtstärke der Kopfplatten jedes Gurtes, b die nutzbare Breite nach Abzug der Nietlöcher $= b_1 - 2d$, J_k das Trägheitsmoment der Kopfplatten einer Gurtung, bezogen auf die eigene Schwerachse, das so klein ist, daß es vernachlässigt werden kann. Man erhält für das Trägheitsmoment des ganzen Querschnittes den Ausdruck

$$J = J_0 + \frac{1}{2} F_k (h_0^2 + 2c h_0 + c^2)$$

und unter Vernachlässigung des kleinen Gliedes c^2 und mit Beachtung von

$$h_0^2 + 2c h_0 = h_0 (h_0 + 2c) = h_0 \cdot h$$

$$J = J_0 + \frac{1}{2} F_k h_0 \cdot h.$$

Hieraus:

$$W = \frac{2J_0}{h} + F_k \cdot h_0$$

und weiter:

$$F_k = \frac{W}{h_0} - \frac{2J_0}{h_0} \cdot \frac{1}{h} = \frac{W}{h_0} - \frac{W_0}{h}.$$

Die Werte h_0 und W_0 liegen bereits fest. W wird aus der Beziehung $W = \frac{M_{\max}}{\sigma}$ erhalten.

h wählt man dann $= h_0 +$ einem Vielfachen einer gebräuchlichen Plattenstärke, z. B. $= h_0 + 4 \cdot 1,2$ cm. Dies bedeutet, daß für jede Gurtung zwei Platten

von 1,2 cm Stärke hinzutreten. Die nutzbare Breite b dieser Platten wird dann aus der Beziehung $b = \frac{F_k}{2 \cdot 1,2}$ berechnet. Die wirkliche Breite der Platten ist dann $= b + 2d$, wo d den Durchmesser der Niete bezeichnet.

Man hat sich nun zu überzeugen, daß die Breite b nicht zu groß ausfällt. Im anderen Falle ist die Plattenstärke oder die Anzahl der Platten größer zu wählen.

Hierbei sind folgende Regeln zu beachten:

Falls die Gurtplatten außerhalb des Winkelrandes keine besondere Vernietung erhalten (Abb. 140), ist die Breite dieser Platten so zu wählen, daß der Abstand ihrer Kanten von dem Mittelpunkt des nächsten Nietes höchstens das 2,5 fache des Nietdurchmessers beträgt, da sonst die Plattenfugen klaffen und dem Wasser den Eintritt ermöglichen. Bei besonders starken Gurtungen verwendet man ungleichschenklige Winkel, deren kurze Schenkel an dem Stegblech liegen, oder man läßt die Platten so weit über die Winkel überstehen, daß sie noch einmal außerhalb der Winkel durch eine Nietreihe verbunden werden können (Abb. 141).

Die Stärke des wagerechten Winkelschenkels und der Gurtplatten zusammen darf höchstens das 4,5 fache des Nietdurchmessers erreichen, wobei auch auf etwaige Stoßplatten Rücksicht zu nehmen ist, da sich sonst die Niete nicht mehr gut stauchen lassen.

3. Günstigste Höhe von Blechträgern.

Die Berechnung der Höhe des Trägers aus der Formel

$$\delta = \frac{5,5}{24} \frac{\sigma}{E} \frac{l^2}{h}$$

ist in der Regel überflüssig, da durch Vergleichsrechnungen festgestellt ist, daß die günstigste Höhe des Stegbleches für einen Träger auf zwei Stützen ungefähr $= \frac{1}{10}$ der Stützweite ist. Mit zunehmender Trägerhöhe verringert sich die Querschnittfläche der Gurtungen, die für ein gewisses Trägheitsmoment erforderlich ist, dagegen wächst der

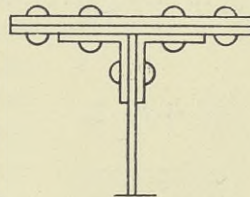


Abb. 141.

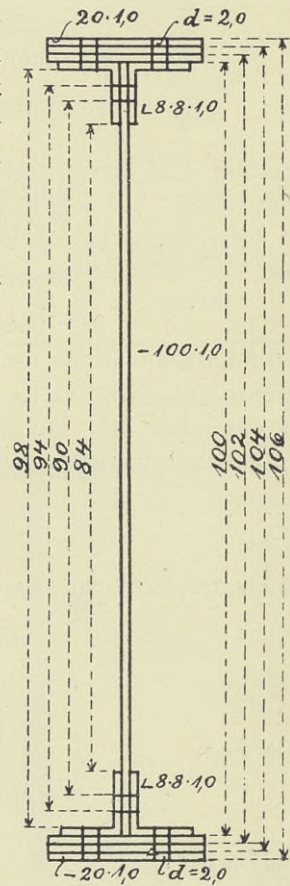


Abb. 142.

Querschnittsinhalt des Stegbleches. Es muß also eine Höhe für das Stegblech geben, bei welcher für das erforderliche Trägheitsmoment sich der geringste Materialaufwand ergibt, und diese ist zu $\frac{1}{10}$ der Stützweite ermittelt worden, eine Höhe, bei der auch die Durchbiegungen günstige Werte annehmen. Man wird jedoch in vielen Fällen gezwungen sein, geringere Höhen als $\frac{1}{10}$ der Stütz-

weite in Anwendung zu bringen. Man kann unbedenklich bis zu Höhen von $\frac{1}{16}$ der Stützweite heruntergehen, ja es sind sogar Höhen von $\frac{1}{20}$ der Stützweite ausgeführt worden. Selbstverständlich sind hierbei die zugelassenen Spannungswerte so zu vermindern, daß die Durchbiegungen keine gefährlichen Werte annehmen.

4. Berechnung von Trägheitsmomenten.

Eine übersichtliche Berechnung von Trägheitsmomenten zusammengesetzter, symmetrischer Querschnitte, bezogen auf die Schwerachse, ist an dem folgenden Beispiel vorgeführt. Zu beachten ist dabei, daß für ein Rechteck von der Breite b und der Höhe h das Trägheitsmoment $= \frac{1}{12} b h^3$ ist (Abb. 142).

$$J_3 = \text{Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 3 Kopfplatten}$$

$$= \frac{I}{12} \left\{ (20 - 4) \left[\overbrace{(106^3 - 104^3)}^{\text{I}} + \overbrace{(104^3 - 102^3)}^{\text{II}} + \overbrace{(102^3 - 100^3)}^{\text{III}} \right] \right.$$

$$\left. + \overbrace{(17 - 4) (100^3 - 98^3) + 3 (98^3 - 94^3 + 90^3 - 84^3) + 1 \cdot 84^3}^{\text{IV}} \right\}$$

$$J_2 = \text{Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 2 Kopfplatten}$$

$$= \frac{I}{12} \left\{ (20 - 4) [\text{II} + \text{III}] + \text{IV} \right\}$$

$$J_1 = \text{Trägheitsmoment für den Querschnitt mit 1 Kopfplatte}$$

$$= \frac{I}{12} \left\{ (20 - 4) \text{III} + \text{IV} \right\}$$

$$J_0 = \text{Trägheitsmoment für den Querschnitt ohne Kopfplatten}$$

$$= \frac{I}{12} \left\{ 4 (100^3 + 98^3) + \text{IV} \right\}.$$

Sehr gute Dienste bei dem Berechnen der Trägheitsmomente leisten die vom Diplomingenieur H. Nitzsche herausgegebenen «Graphischen Hilfstafeln zur schnellen Ermittlung der Trägheitsmomente genieteteter Trägerquerschnitte». ¹⁾

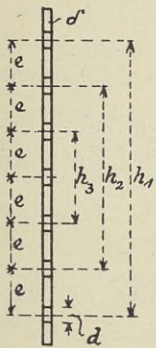


Abb. 143.

5. Verlust an Widerstandsmoment durch eine senkrechte Nietreihe im Stegblech.

Wie bereits bemerkt wurde, ist es häufig bei der Ausbildung der Hauptträger nicht zu vermeiden, daß in dem Schnitt, in dem die Nieten der Gurtplatten sitzen, auch eine über die ganze Stegblechhöhe sich erstreckende senkrechte Nietreihe angeordnet werden muß. Es ist klar, daß für diesen Fall bei der Berechnung des Trägheitsmoments diese Nietreihe in Abzug gebracht werden muß.

Würden die Nietlöcher nicht vorhanden sein, so würden die an Stelle der Nietlöcher sitzenden Materialteilchen folgenden Beitrag zum Trägheitsmoment liefern (Abb. 143):

$$AJ = 2 d \delta \left\{ \left(\frac{h_1}{2} \right)^2 + \left(\frac{h_2}{2} \right)^2 + \left(\frac{h_3}{2} \right)^2 + \dots \right\},$$

¹⁾ Erschienen im Verlage von Wilhelm Engelmann. Leipzig 1907.

wobei die kleinen Trägheitsmomente der Teilchen, bezogen auf ihre eigene Schwerachse, vernachlässigt sind.

$$AJ = \frac{d\delta}{2} [h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots]$$

Ist m die Anzahl der Nietteilungen e , so bestehen die Beziehungen

$$h_1 = m \cdot e$$

$$h_2 = h_1 - 2 \frac{h_1}{m}$$

$$h_3 = h_1 - \frac{4h_1}{m}$$

Also:

$$\begin{aligned} AJ &= \frac{d\delta}{2} \left[m^2 e^2 + h_1^2 \left(\frac{m-2}{m} \right)^2 + h_1^2 \left(\frac{m-4}{m} \right)^2 + \dots \right] \\ &= \frac{d\delta}{2} \left[m^2 e^2 + m^2 e^2 \left(\frac{m-2}{m} \right)^2 + m^2 e^2 \left(\frac{m-4}{m} \right)^2 + \dots \right] \\ &= \frac{d\delta}{2} \cdot e^2 [m^2 + (m-2)^2 + (m-4)^2 + \dots] \\ &= \frac{d\delta}{2} e^2 m \frac{(m+1)(m+2)}{6} \\ &= \frac{d\delta}{2} e^2 m^2 \frac{(m+1)(m+2)}{6m} \end{aligned}$$

Nun ist $m = n - 1$, wenn n die Anzahl der Niete in der Reihe bedeutet.

$$AJ = \frac{d\delta}{2} e^2 m^2 \frac{n(n+1)}{6(n-1)} = \frac{d\delta}{2} h_1^2 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

Hieraus erhält man den Verlust an Widerstandsmoment durch die Nietlöcher in der senkrechten Nietreihe:

$$AW = \frac{\frac{d\delta}{2} h_1^2}{\frac{h}{2}} \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

Hierin bedeutet h die Trägerhöhe. Macht man noch die erlaubte Annahme, daß die Trägerhöhe $= h_1$ ist, dann erhält man für AW den einfachen Ausdruck

$$AW = d\delta h_1 \frac{n(n+1)}{6(n-1)}$$

In nebenstehender Tabelle sind für verschiedene Nietzahlen die entsprechenden Werte von $\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$ angegeben worden.

6. Nietteilung der Gurtungen.

Die Entfernung der wagerechten Niete in den Winkeln berechnet sich aus der Formel $e = \frac{P \cdot J}{Q \cdot S}$ (Abb. 144). Hierin bedeutet P die Tragkraft eines Nietes, J das Trägheitsmoment des gesamten Querschnittes ohne Abzug der Nietlöcher, Q die größte an der betreffenden Stelle auftretende Querkraft und

Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$	Anzahl der Niete	$\frac{n(n+1)}{6(n-1)}$
		10	2,037	20	3,684
		11	2,200	21	3,850
		12	2,364	22	4,016
		13	2,526	23	4,182
4	1,111	14	2,692	24	4,348
5	1,250	15	2,857	25	4,514
6	1,400	16	3,022	26	4,680
7	1,555	17	3,188	27	4,846
8	1,714	18	3,353	28	5,012
9	1,875	19	3,519	29	5,177
10	2,037	20	3,684	30	5,345

S das statische Moment der anzuschließenden Teile, also für den vorliegenden Fall zweier Winkel und zweier Kopfplatten, ohne Abzug der Nietlöcher, bezogen auf die Schwerachse des ganzen Querschnittes. Der Niet wird zweiseitig beansprucht. Bei den gebräuchlichen Stegblechstärken ist daher für die Tragfähigkeit des Nietes der Druck in der Lochleibung maßgebend, also

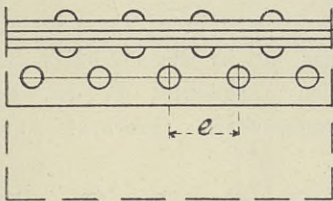


Abb. 144.

$P = d \cdot \delta \cdot \sigma_l$. Hierin bedeutet d den Nietdurchmesser, δ die Stegblechstärke und σ_l den für den Druck in der Lochleibung zugelassenen Wert. Die Nietteilung ergibt sich also aus der Beziehung $e = \frac{d \cdot \delta \cdot \sigma_l \cdot J}{Q \cdot S}$. Erhält man für die

Stellen des Hauptträgers, an denen die größten Querkräfte auftreten, für e Werte, die $\geq 4,5 d$ sind, so führt man diese Nietteilung oft ganz durch. Erhält man dagegen für e sehr kleine Werte, so empfiehlt es sich, zur Ersparung an Nietarbeit, die Nietentfernung an den anderen Stellen entsprechend den hierfür errechneten Werten größer zu wählen.

Die Hauptträger werden durch Aussteifungswinkel oder auch die Anschlußwinkel der Querträger in Felder geteilt (Abb. 145). Die Niete, die diese Winkel mit den Gurtwinkeln verbinden, legen bestimmte Punkte fest, zwischen denen die Niete so unterzubringen sind, daß die errechnete Nietteilung nicht überschritten wird. Man verfährt hierbei nun so, daß man entweder die Entfernung a in eine Anzahl gleicher Teile $\frac{a}{n}$ teilt, die $=$ oder $< e$ sind, oder, von einem festen Punkte beginnend, die errechneten Werte für die Nietteilung einträgt, wobei es vorkommen kann, daß nur der Abstand des letzten Nietpaares $< e$ oder der beiden letzten Nietpaare $< e$ wird (Abb. 145).

Bei versetzter Nietung (Abb. 146) ist unter der Nietteilung e die wagerechte Entfernung der Niete zu verstehen.

Der Abstand der Niete in den Gurtplatten (Abb. 144) braucht nicht errechnet zu werden, weil er sich größer als der der Niete in den senkrechten

Winkelschenkeln ergibt, wie aus einer Betrachtung der Formel $e = \frac{P \cdot J}{Q \cdot S}$ hervorgeht. Hierin bedeutet S das statische Moment der beiden Gurtplatten, bezogen auf die Schwerachse des ganzen Querschnittes, und P die Tragkraft

zweier Niete, für die bei den gebräuchlichen Abmessungen der Winkel und Platten die Beanspruchung auf Abscheren maßgebend ist. Es ist klar, daß dieser

Wert für e größer ausfallen muß als der für die Entfernung der Niete in den senkrechten Winkelschenkeln. Die Niete in den Gurtplatten werden versetzt gegen die wagerechten Niete angeordnet (Abb. 147 u. 148).

Liegen bei Eisenbahnbrücken die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so empfiehlt es sich, damit zu rechnen, daß der Auflagerdruck der Querschwellen durch die Niete in den senkrechten Winkelschenkeln auf das Stegblech übertragen werden muß. Es ist erlaubt, den Auflagerdruck einer Schwelle auf 1 m Länge gleichmäßig auf die einzelnen Niete verteilt anzunehmen. Die Nieteteilung ist in diesem Falle entsprechend enger zu wählen. Bedeutet σ_1 die Beanspruchung aus der wagerechten Querkraft und

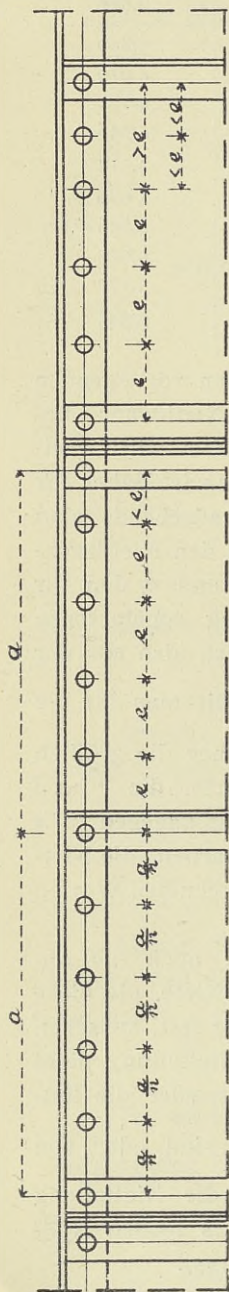


Abb. 145.

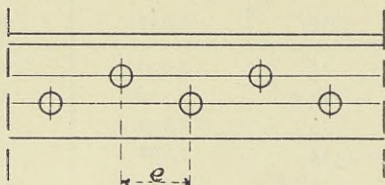


Abb. 146.

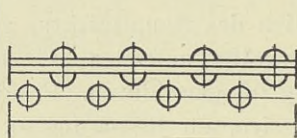


Abb. 147 a.

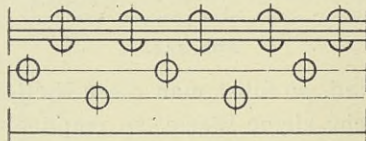
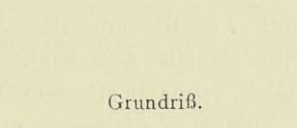


Abb. 148 a.



Grundriß.

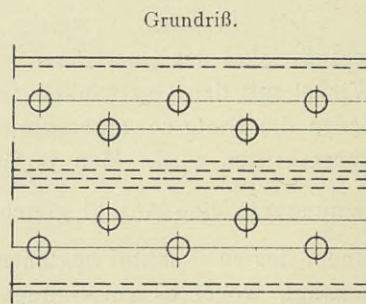


Abb. 148 b.

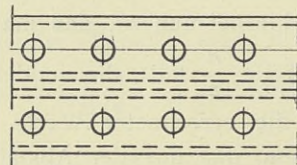


Abb. 147 b.

σ_2 den Lochleibungsdruck aus dem Auflagerdruck, so ist die resultierende Beanspruchung

$$\sigma_l = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_2^2}.$$

7. Aussteifung des Stegbleches.

Zur Verhinderung des Fal-
tens und Ausknickens im ge-
drückten Teile wird das Steg-
blech durch senkrecht gestellte
Winkelisen ausgesteift, die bis
zu den wagerechten Schenkeln

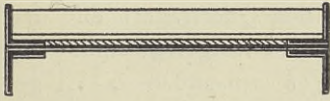


Abb. 151.

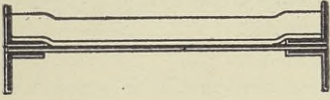


Abb. 150.

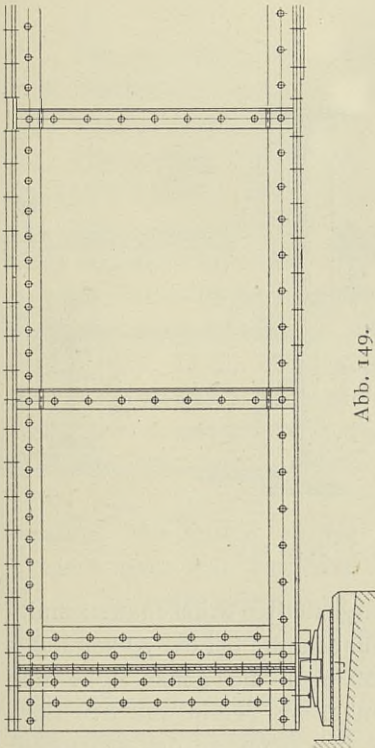


Abb. 149.

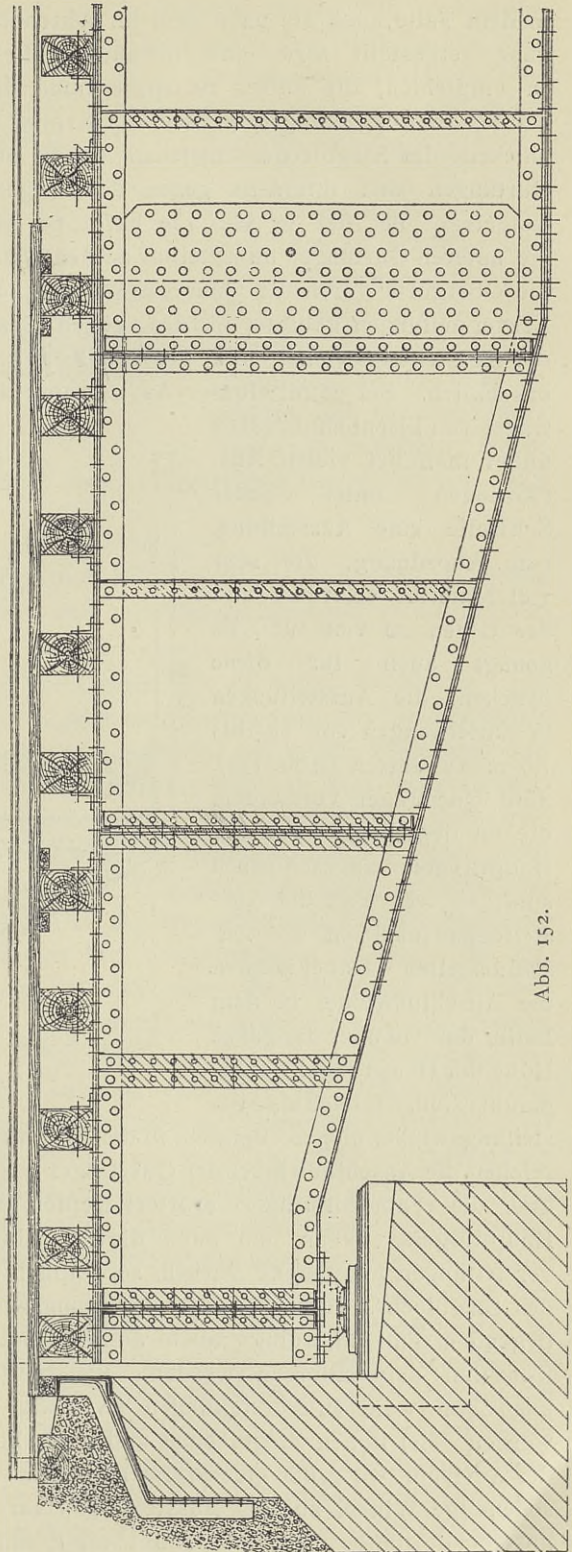


Abb. 152.

der Gurtungswinkel zu führen
sind (Abb. 149). Man kröpft
die Aussteifungswinkel nach
Abb. 150 über die senkrechten
Schenkel der Gurtungswinkel
oder vermeidet die Kröpfung
durch Anordnung eines Futter
(Abb. 151). Die Kröpfung ist

in dem Falle, daß sie nach dem im Abschnitt VII unter D geschilderten Vorgang hergestellt wird, eine einwandfreie Bearbeitungsweise, und es ist daher zu empfehlen, die Futter zu sparen und die Aussteifungswinkel zu kröpfen. Durch die Aussteifungen werden die Kräfte, die aus dem Bestreben des Ausknickens des Stegbleches entstehen, an die steifen Gurtungen abgegeben. Die Gurtungen sind ihrerseits gegen den wagerechten Verband des Überbaues festgelegt. Bei der in Abb. 129 auf S. 66 dargestellten Anordnung sind z. B. die unteren Gurtungen unmittelbar an den Windverband angeschlossen, während die Obergurte durch die Querversteifungen, die von den Querträgern und den Eckversteifungen gebildet werden, gegen diesen Verband festgelegt sind. Für die Aussteifungswinkel sind die Profile $7 \cdot 7 \cdot 0,9$, $8 \cdot 8 \cdot 1,0$ und $9 \cdot 9 \cdot 1,1$ gebräuchlich. Bei unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen auf die Haupt-

träger von Eisenbahnbrücken findet man bei vielen Ausführungen unter jeder Schwelle eine Aussteifung, eine Anordnung, die sehr viel Material erfordert und des Guten zu viel tut. Es genügt auch für diese Brücken, die Aussteifungen in Entfernungen von 1,0 bis 1,6 m zu setzen (Abb. 152). Sind Querträger vorhanden, die an den Stegblechen der Hauptträger angeschlossen sind, so legt man die Aussteifungswinkel an die Anschlußstellen. Dabei können die Anschlußwinkel in dem Falle, daß sie über die ganze Höhe der Hauptträger durchgeführt sind, zugleich als Aus-

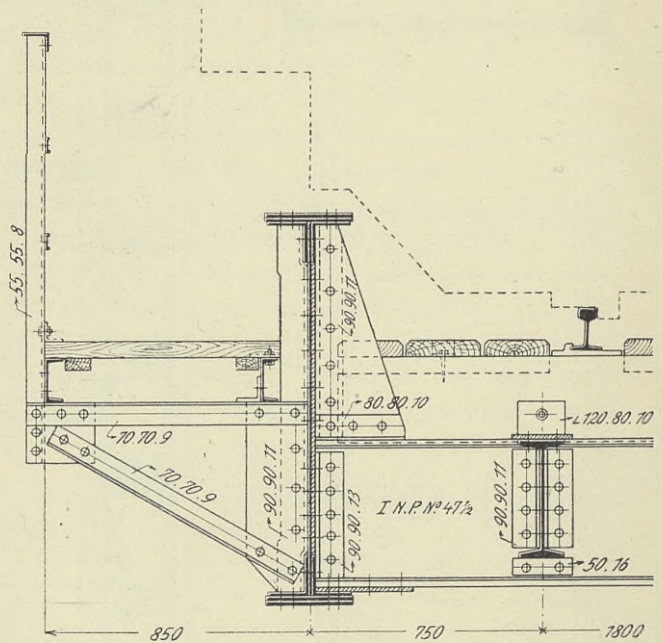


Abb. 153.

steifungswinkel dienen. Bei dem in der Abb. 153 dargestellten Brückenquerschnitt reichen die Anschlußwinkel der Querträger aus Gründen, die bei der Abhandlung über die «Fahrbahnträger» erörtert werden, nicht über die ganze Höhe des Hauptträgers. Wenn nun auch die Anschlußwinkel im Verein mit den Eckversteifungen aussteifend wirken, so empfiehlt es sich doch, an der Außenseite des Stegbleches durchgehende Aussteifungswinkel anzuordnen, die in dem vorliegenden Fall allerdings auch deshalb notwendig sind, weil an ihnen die Konsolen angeschlossen werden. Bis zu Querträgerentfernungen von 2 m kann von weiteren Versteifungen zwischen den Anschlußpunkten abgesehen werden. Bei hohen Stegblechen und auch bei geringeren Höhen in der Nähe der Auflager, wo große Querkräfte auftreten, werden auch mit Vorteil ungleichschenklige Winkel zu den Aussteifungen verwendet. Der von dem Stegblech abstehende lange Schenkel erhöht die Steifigkeit in dieser Richtung. In der

Nähe der Lager werden vielfach auch schräg liegende Winkel zur Versteifung des Stegbleches angeordnet (Abb. 154). Die Entfernung der Niete in den Aussteifungswinkeln ist zu dem

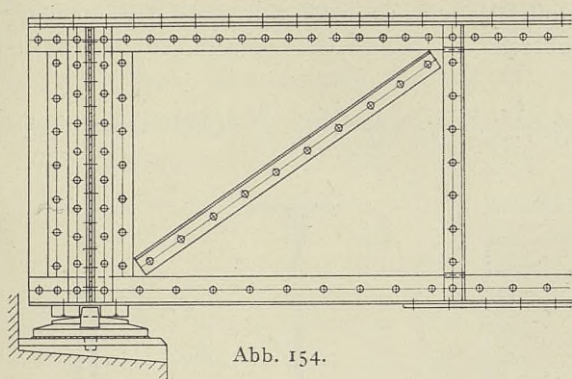


Abb. 154.

6- bis 7 fachen des Nietdurchmessers zu wählen.

Über den Auflagern sind die Aussteifungswinkel so kräftig zu nehmen, daß sie dem gesamten Auflagerdruck gewachsen sind. Hier empfiehlt es sich auch, die Winkeleisen nicht zu kröpfen, sondern mit breiten Flach-eisen zu unterfüttern, die in

wirksamster Weise das Stegblech über dem Auflagerpunkt aussteifen (Abb. 154).

8. Stoßdeckung.

Die Anordnung von Stößen ist nach Möglichkeit zu vermeiden, da jeder Stoß erhebliche Nietarbeit erfordert und mit Materialaufwand verbunden ist.

Stegblechstoß.

Die größten Walzlängen und die Längen, bis zu denen die Bleche ohne Überpreis geliefert werden, sind im allgemeinen bestimmend für die Entfernung der Stöße. Man wird für die Länge der Stegbleche die größte Walzlänge und nicht nur die Länge, die ohne Überpreis geliefert wird, in dem Falle wählen, daß der Überpreis geringer ist als die Kosten für die Stoßdeckung. Andererseits wird man auch über eine gewisse Größe bei dem Abstand der Stöße nicht hinausgehen, da die Handhabung und der Transport der Teile zu schwierig wird. Hierbei sind natürlich auch die in der Brückenbauanstalt zur Verfügung stehenden Transport- und Hebezeuge von bestimmendem Einfluß. Im allgemeinen läßt sich als Regel angeben, daß man die Stegbleche nicht über 12 m lang ohne Stoß anwendet, auch wenn sie über diese Länge gewalzt werden. Mit Vorteil werden die Stöße dahin gelegt, wo der Querschnitt des Trägers nicht voll ausgenutzt ist. Dadurch, daß man die Stoßdeckungsteile bis zur zulässigen Grenze voll beansprucht, kann der Materialaufwand für diese vermindert werden. An manchen Stellen ist der Überschuß an Querschnitt so groß, daß ein Stoß des Stegbleches rechnerisch überhaupt nicht erforderlich ist, sondern die Gurtungen für sich allein zur Kraftübertragung stark genug sind, und es ist deshalb oft an solchen Stellen die Deckung des Stegbleches sehr schwach ausgebildet worden. Die Annahme, daß die Gurtungen den Stegblechstoß ganz entlasten, beruht aber auf der Voraussetzung, daß die Spannungen des Stegbleches an der Stoßstelle zu den Gurtungen wandern, wie in Abb. 155 angedeutet ist. Dies steht jedoch in Wirklichkeit nicht mit der Formänderung des Trägers in Einklang, nach der die Niete des Stegblechstoßes annähernd die auf das Stegblech entfallenden Spannungen aufnehmen müssen. Es empfiehlt sich deshalb stets, die Stärke des Stegblechstoßes so zu bemessen, daß er den Spannungen des Stegbleches gewachsen ist. Der Stoß wird beider-

seits des Stegbleches durch je eine Lasche gedeckt, deren Trägheitsmomente zusammen gleich dem Trägheitsmoment des Stegbleches sein müssen, falls die Spannung σ im Gurt an der Stoßstelle ebenso groß sein soll wie im Querschnitt mit ungestoßenem Stegblech. Soll also $\sigma_1 = \sigma_2$ sein, so besteht die Gleichung:

$$\sigma_1 = \frac{M}{J_g + J_s} \frac{h_0}{2} = \sigma_2 = \frac{M}{J_g + J_b} \frac{h_0}{2} \quad (\text{Abb. 156 u. 157}).$$

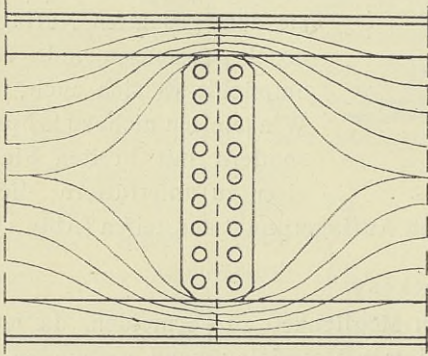


Abb. 155.

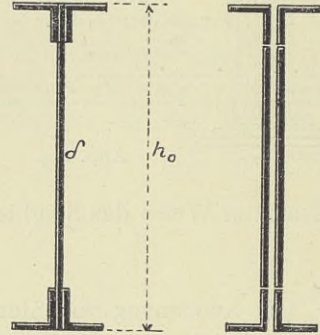


Abb. 156.

Abb. 157.

Das heißt: $J_s = J_b$.

Hierin bedeutet J_g das Trägheitsmoment der Gurtungen, J_s das Trägheitsmoment des Stegbleches, J_b das Trägheitsmoment der Deckplatten, M das an der Stoßstelle wirksame Moment.

Die Deckplatten werden nicht unter 8 mm, gewöhnlich 10 mm stark gemacht, in gewissen Fällen erhalten sie auch die Stärke der Gurtwinkel. Die Deckplatten läßt man entweder nur von der unteren Kante des Obergurtwinkels

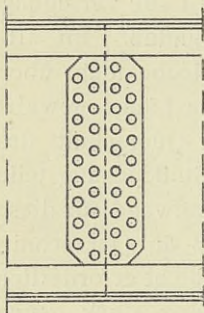


Abb. 158.

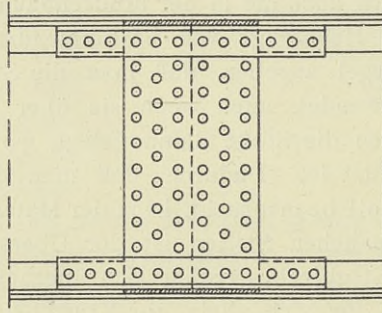


Abb. 159.

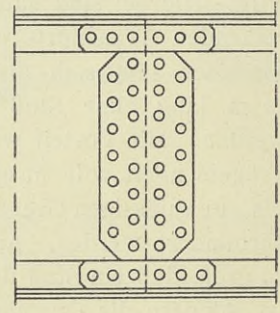


Abb. 160.

bis zur oberen Kante des Untergurtwinkels (Abb. 158) oder über die ganze Stegblechhöhe (Abb. 159) reichen. In letzterem Falle vereinigt man zweckmäßig mit dem Stegblechstoß einen Winkelleisenstoß. Die Gurtwinkel stoßen stumpf gegen die Deckplatten. Die Deckwinkel liegen über diesen. Im ersteren Falle empfiehlt es sich, den Stoß des Stegbleches unter den Winkeln noch durch besondere Laschen, die auf den Winkeln liegen, zu decken, da sonst die Winkel leicht überbeansprucht werden können (Abb. 160). In richtiger Erkenntnis, daß die von den Stoßnieten aufzunehmenden Kräfte mit dem Ab-

stande von der Nulllinie des Querschnittes wachsen, führt man in Amerika die Stegblechstoßdeckung nach Abb. 161 aus. Die Entfernung der Niete vom Rande des Stegbleches und der Decklaschen wählt man $= 2d$ und den Abstand der Nietreihen $= 3,0$ bis $3,5d$. Auf diese Weise erhält man nicht zu breite Laschen. Der lotrechte Abstand der Niete in einer Reihe unter sich

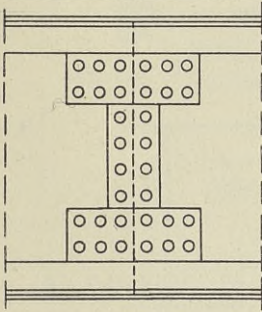


Abb. 161.

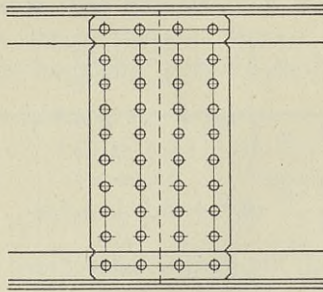


Abb. 162.

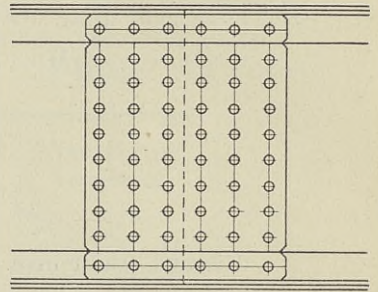


Abb. 163.

wird bei Anordnung mehrerer Reihen $= 3$ bis $5d$ gewählt. Die Niete werden zu beiden Seiten des Stoßes symmetrisch in der Regel in zwei bis vier Nietreihen angeordnet.

Die in den Abb. 158 bis 160 dargestellten Stoßdeckungen zeigen versetzte Nietreihen. Wirksamer sind nicht versetzte Nietreihen (Abb. 162 u. 163), denn man ordnet in diesem Falle in der obersten und untersten, d. h. in den wirksamsten Reihen je einen Niet mehr an.

Die Entfernung der Niete einer Reihe unter sich wird auch zweckmäßig oben und unten geringer gewählt als in der Stegblechmitte, wodurch bei derselben Nietzahl ein größeres Widerstandsmoment als bei gleicher Entfernung erzielt wird.

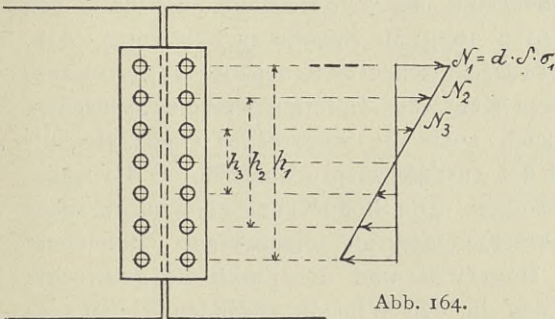


Abb. 164.

Berechnung des Stegblechstoßes.

Die Berechnung der Nietbeanspruchung im Stegblechstoß geschieht unter der Annahme, daß die Niete entsprechend dem Gesetz der Spannungsverteilung in einem

auf reine Biegung beanspruchten Querschnitt beansprucht werden, daß also die Beanspruchungen der Niete sich verhalten wie ihre Abstände von der Nulllinie (Abb. 164):

$$\sigma_1 : \sigma_2 : \sigma_3 = h_1 : h_2 : h_3.$$

Der auf das Stegblech entfallende Momentenanteil ist $M = \frac{\delta \cdot h_0^2 \cdot \sigma}{6}$, wo δ die Stärke, h_0 die Höhe des Stegbleches und σ die Beanspruchung an der äußersten Kante bedeutet.

Es besteht dann die Gleichung:

$$M = d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \cdot h_1 + d \cdot \delta \cdot \sigma_2 \cdot h_2 + d \cdot \delta \cdot \sigma_3 \cdot h_3 + \dots$$

Mit σ_1 , σ_2 und σ_3 sind hierin die Lochleibungsbeanspruchungen in den einzelnen Nietlöchern und mit d der Nietdurchmesser bezeichnet. Bei den gebräuchlichen Abmessungen des Stegbleches kommt für die Tragfähigkeit der zweischnittigen Niete der Lochleibungsdruck in Frage.

Durch Einsetzen der Beziehung $\sigma_2 = \frac{\sigma_1 h_2}{h_1}$ und $\sigma_3 = \frac{\sigma_1 h_3}{h_1}$ in die vorige Gleichung geht diese über in:

$$\begin{aligned} M &= d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \left(h_1 + \frac{h_2^2}{h_1} + \frac{h_3^2}{h_1} + \dots \right) \\ &= d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \left(\frac{h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots}{h_1} \right) \\ &= \frac{d \cdot \delta \cdot \sigma_1}{h_1} (h_1^2 + h_2^2 + h_3^2 + \dots). \end{aligned}$$

Hieraus erhält man durch die gleiche Betrachtung wie auf Seite 73 u. 74:

$$M = d \cdot \delta \cdot \sigma_1 \cdot h_1 \cdot \frac{n \cdot (n + 1)}{6 \cdot (n - 1)}.$$

Der Druck in der Lochleibung des äußersten Nietes ergibt sich dann aus der Gleichung:

$$\sigma_1 = f \cdot \frac{1}{d \cdot \delta} \cdot \frac{M}{h_1}, \text{ wo } f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \text{ ist.}$$

Bei zwei-, drei- und vierreihigen Vernietungen nehmen die Ausdrücke für f andere Werte an. In der nebenstehenden Tabelle¹⁾ sind für verschiedene Nietzahlen und für ein-, zwei-, drei- und vierreihige Vernietungen die Werte für f angegeben. Voraussetzung für die Anwendung der Formel $\sigma_1 = f \frac{1}{d \cdot \delta} \frac{M}{h_1}$ ist eine gleiche Nietteilung.

Es ist zu empfehlen, die Stoßdeckung des Stegblechteils, der unter den Gurtwinkeln liegt (Abb. 159, 160, 162 u. 163), als Zugabe zu betrachten, d. h. als Stoßdeckungsniete nur die in den Deckklaschen zwischen der unteren Kante des Obergurtwinkels und der oberen Kante des Untergurtwinkels anzusehen, weil die Niete in den Winkeln auch noch die wagerechte Querkraft aufzunehmen haben. Anderenfalls ist die Zusatzbeanspruchung durch die wagerechte Querkraft $= \sigma_{q2}$ zu berücksichtigen. Die Stoßdeckungsniete haben außer dem Biegemoment auch die senkrechte Querkraft aufzunehmen. Bezeichnet man die Beanspruchung durch das Moment σ_1 und die durch die senkrechte Querkraft $= \sigma_{q1}$, so resultiert in den in den Winkeln sitzenden Nieten eine Beanspruchung

$$\sigma = \sqrt{(\sigma_1 + \sigma_{q2})^2 + \sigma_{q1}^2},$$

in den anderen Stoßdeckungsnieten eine Beanspruchung

$$\sigma = \sqrt{\sigma_1^2 + \sigma_{q1}^2}.$$

Stoß der Winkeleisen:

Aus den bereits im Vorstehenden angegebenen Gründen werden die Winkel im allgemeinen nicht über 12 m ungestoßen verwendet. Zu ihrer Deckung wählt man Winkel oder zwei Flacheisen. Im ersteren Falle muß die

¹⁾ Aus den «Hilfswerten» von F. Dirksen. Dritte Auflage, Berlin 1908. Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn.

scharfe Ecke des Winkelpunktes des Deckwinkels so bearbeitet werden, daß sie in die Ausrundung des zu stoßenden Winkels hineinpaßt (Abb. 165). Muß aus Rücksicht auf ein gutes Aussehen oder aus Konstruktionsgründen darauf gesehen werden, daß die Deckwinkelschenkel nicht über die Schenkel des zu stoßenden Winkels hinausragen, so verwendet man zur Deckung Winkel von einem niedrigeren Profil, als der zu stoßende Winkel aufweist, aber von größerer Stärke. Es empfiehlt sich hierbei, für die Winkel und deren

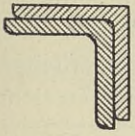


Abb. 165.

Anzahl der Nieten	Einreihige Vernietung	Zweireihige Vernietung	Dreireihige Vernietung	Vierreihige Vernietung
n	$f = \frac{6(n-1)}{n(n+1)}$	$f = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)}$	$f = \frac{2(n-1)}{n^2}$	$f = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)}$
4	0,900	0,643	0,375	0,322
5	0,800	0,533	0,320	0,267
6	0,714	0,455	0,278	0,227
7	0,643	0,396	0,249	0,198
8	0,583	0,350	0,219	0,175
9	0,533	0,314	0,198	0,157
10	0,491	0,284	0,180	0,142
11	0,455	0,260	0,165	0,130
12	0,423	0,239	0,153	0,120
13	0,396	0,222	0,142	0,111
14	0,371	0,206	0,133	0,103
15	0,350	0,193	0,124	0,097
16	0,331	0,181	0,117	0,091
17	0,314	0,171	0,111	0,086
18	0,298	0,162	0,105	0,081
19	0,284	0,153	0,100	0,077
20	0,271	0,146	0,095	0,073
21	0,260	0,139	0,0907	0,070
22	0,249	0,132	0,0868	0,066
23	0,239	0,128	0,0832	0,064
24	0,230	0,122	0,0799	0,061
25	0,222	0,118	0,0768	0,059
26	0,214	0,113	0,0740	0,0566
27	0,206	0,109	0,0713	0,0545
28	0,200	0,105	0,0689	0,0526
29	0,193	0,102	0,0666	0,0508
30	0,187	0,098	0,0644	0,0492

Deckung die mittlere Stärke eines Profils und die größte Stärke des nächst niedrigeren Profils (deutsche Normalprofile) zu wählen, wodurch man fast die gleiche Querschnittsfläche erzielt. Zum Beispiel Winkeleisen 12 · 12 · 1,3, $F = 29,7$ qcm und Winkeleisen 11 · 11 · 1,4, $F = 29,0$ qcm.

Werden die Winkel durch zwei Flacheisen gestoßen (Abb. 166), so ist darauf zu achten, daß für die Berechnung des erforderlichen Stoßquerschnitts auch in dem Falle, daß im Winkel nur ein Nietloch abgezogen sein sollte, in jedem Flacheisen ein Niet in Abzug gebracht wird, weil die Flacheisen zwei getrennte Stücke darstellen. Die Flacheisen für die Winkeldeckung erhalten zweckmäßig Querschnitte von annähernd gleichem Inhalt, was dadurch erreicht

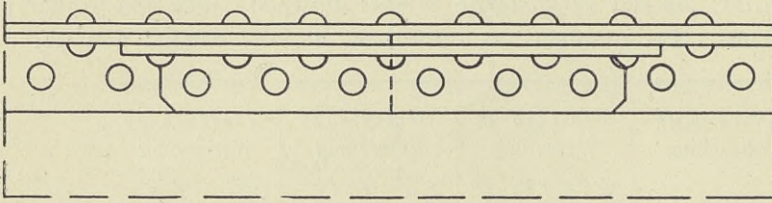


Abb. 166.

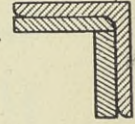


Abb. 167.

wird, daß das eine Flacheisen nach Abb. 167 eine größere Stärke erhält als das andere. Jedem der beiden Flacheisen entspricht die sich aus seinem Querschnitt ergebende Anzahl von Anschlußnieten.

Die Anzahl der Nieten, die zum Anschluß der den Stoß deckenden Teile auf beiden Seiten des Stoßes notwendig ist, ergibt sich am einfachsten durch Umrechnung der einzelnen Querschnitte in Nietquerschnitte, wobei auf das Verhältnis der für die Hauptträgererteile und die Nieten zugelassenen Spannungen Rücksicht zu nehmen ist. Nach den preußischen Vorschriften sind für die Scherspannung der Nieten nur $\frac{9}{10}$ der für die Hauptträgererteile erlaubten Spannung zugelassen. Hiernach berechnet sich die Nietanzahl nach der einfachen Formel: $n = \frac{10 F}{9 \pi d^2}$, wobei von der Voraussetzung ausgegangen wird,

4

daß die Schertragkraft der Nieten maßgebend ist. Vergleiche S. 24.

Stoß der Kopfplatten:

Die Länge der Kopfplatten wird im allgemeinen wegen der Schwierigkeit in der Handhabung auch nicht über 12 m angenommen. Die Deckplatte erhält denselben Querschnitt wie die zu stoßende Platte. Die Nietanzahl n , die zum Anschluß der Deckplatte je auf beiden Seiten des Stoßes erforderlich ist, wird

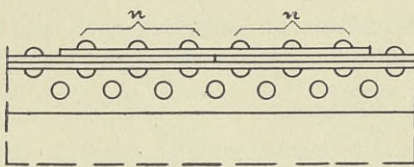


Abb. 168.

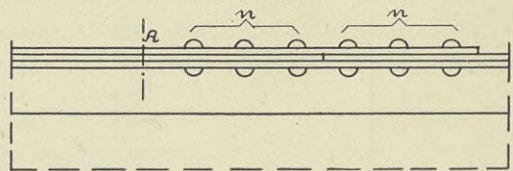


Abb. 169.

nach dem eben angegebenen Grundsatz berechnet. Der direkte Stoß wird nach Abb. 168 ausgebildet. Oft ist es auch möglich, eine Platte durch Verlängerung über ihren rechnerischen Endpunkt A zum Stoß der unter ihr liegenden Platte heranzuziehen (Abb. 169).

Handelt es sich um den Stoß von zwei Platten, so erfolgt die Stoßanordnung entweder nach Abb. 170 oder Abb. 171. In Abb. 170 ist die unterste

Kopfplatte durch eine besondere, unmittelbar auf ihr liegende Deckplatte gestoßen, gegen die die obere Kopfplatte von beiden Seiten stumpf gegenläuft.

Die hierdurch entstehenden Stöße II werden durch eine Decklasche *L* gedeckt. In Abb. 171 sind die beiden

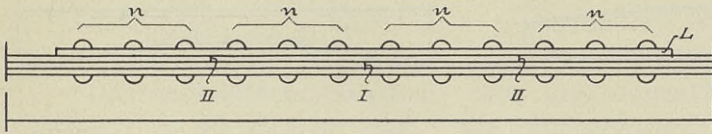


Abb. 170.

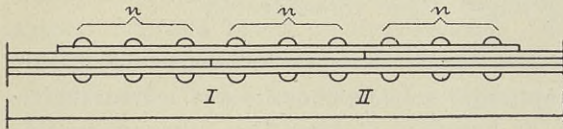


Abb. 171.

Stöße I und II, die so weit versetzt sind, daß die zum Stoß einer Platte erforderliche Nietanzahl *n* Platz hat, durch eine einzige Deckplatte gedeckt. Die Kraftübertragung

ist in Abb. 172 durch schraffierte Flächen dargestellt, die nicht schraffierten Teile sind spannungslos. Hieraus geht hervor, daß zwischen *A* und *B*, *B* und *C* und *C* und *D* je die Nietanzahl *n* notwendig ist, die der Anschluß einer

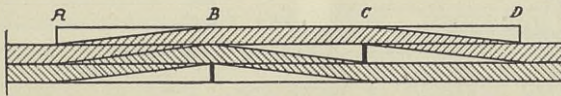


Abb. 172.

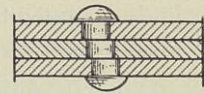


Abb. 173.

Platte erfordert. Weiter ist ersichtlich, daß die Stoßniete in dem Teil *AB* in zwei Schnitten beansprucht werden. Ihre Formänderung ist in Abb. 173 dargestellt. Sie ist nicht als günstig zu bezeichnen, und es ist deshalb auch gebräuchlich, im

Teil *AB* $1,5 \cdot n$ Niete zu setzen.

Die Schwierigkeiten des Transportes von der Brückenbauanstalt bis zur Baustelle erfordert oft die Zerlegung der Hauptträger in einzelne Teile und macht dann die Anordnung von Stößen, die sich über alle Teile erstrecken, notwendig. Ein solcher Stoß ist in Abb. 174 wiedergegeben.

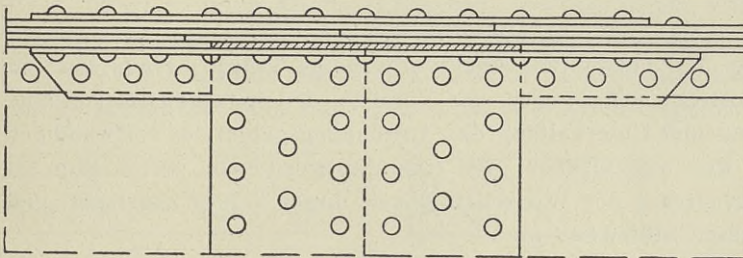


Abb. 174.

9. Form der Hauptträger.

Die vollwandigen Träger der einfachen Balkenbrücken erhalten in der Regel Rechteckform (Abb 175), doch werden auch Formen mit geknicktem

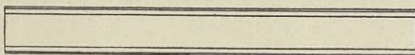


Abb. 175.

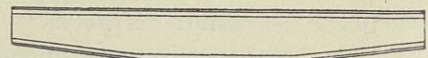


Abb. 176.

Untergurt zur Erzielung ausreichender Sicherheit gegen Umkippen bei obenerliegenden Fahrbahn (Abb. 176) und mit gekrümmtem Ober- oder Untergurt

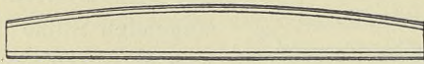


Abb. 177.

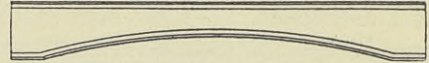


Abb. 178.

nach Abb. 177 u. 178 zur Erzielung eines guten Aussehens ausgeführt. Die letzte Form ist statisch sehr ungünstig, weil in der Mitte des Trägers, wo die größten Momente auftreten, die geringste Höhe vorhanden ist.

10. Ausbildung des Hauptträgers am Ende.

Am Ende läßt man den Hauptträger so weit über die Auflageraussteifung übergreifen, als es die Größe des Lagers erfordert. Eine Besäumung des Trägerendes wird in Deutschland für überflüssig angesehen (Abb. 179). In Amerika wird jedoch der Hauptträger am Ende, namentlich bei Eisenbahnbrücken, nach Abb. 180 ausgebildet.

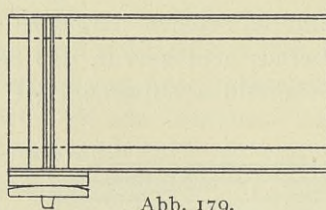


Abb. 179.

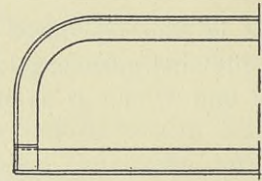


Abb. 180.

Diese Ausbildungsweise, die recht erhebliche Kosten verursacht, ist in dem Bestreben begründet, unvorschriftsmäßigen Ladungen, die gegen die Hauptträger stoßen, infolge der Abrundung ein Gleiten über die Brücke zu ermöglichen.

2. Gegliederte Träger.

a) Allgemeines.

Wie eingangs der Abhandlung über vollwandige Träger bereits erwähnt ist, wird man bestrebt sein, wegen der Vorzüge der einfachen Herstellung, billigen Beschaffung und Unterhaltung das Anwendungsgebiet der vollwandigen Träger möglichst weit auszudehnen. Bei einer Stützweite von 20 bis 22 m ist man jedoch an der Grenze der Wirtschaftlichkeit dieser Träger angelangt, und man wird von dieser Stützweite ab zu gegliederten Trägern übergehen.

Der vollwandige Träger wird durch die äußeren Kräfte in allen seinen Teilen auf Biegung und in den meisten Fällen auch auf Abscheren beansprucht, während beim gegliederten Träger in den einzelnen Stäben, die in den Knotenpunkten gelenkig zusammengefügt sind oder doch gelenkförmig zusammengefügt angenommen werden, in dem Falle, daß die äußeren Kräfte nur an den Knotenpunkten angreifen, lediglich nur in den Stabachsen wirkende Zug- oder Druckkräfte auftreten.

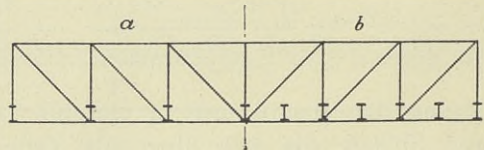


Abb. 181.

Die Fahrbahn soll im allgemeinen nur in den Knotenpunkten an den Hauptträgern ihre Unterstützung finden (Abb. 181a), um Biegebungsbeanspruchungen

in den Fachwerksgliedern zu vermeiden. Ausnahmsweise lagert man auch wohl die Fahrbahn auf den Gliedern des Hauptträgers nach Abb. 181b und beansprucht diese Teile auf Biegung.

Als Regel ist jedoch zu betrachten, die Fahrbahn nur in den Knotenpunkten an den Hauptträgern anzuschließen.

Die wesentlichen Bestandteile eines gegliederten Trägers sind: 1. der Untergurt, 2. der Obergurt und 3. die Füllungsglieder, die beide Gurte verbinden. Beim einfachen Balken und bei senkrecht abwärts gerichteten Lasten erhält der Obergurt nur Druck, der Untergurt nur Zug, während die Füllungsglieder Zug und Druck erhalten können. Die Verbindung der einzelnen Stäbe erfolgt entweder durch Gelenkbolzen (Abb. 289) oder durch feste Vernietung untereinander in den Knotenpunkten (Abb. 292). Erstere Verbindung ist namentlich in Amerika gebräuchlich, während in Deutschland allgemein der festen Vernietung der Vorzug gegeben wird. Siehe hierüber auch unter «Ausbildung der Knotenpunkte». Die feste Verbindung der Stäbe erfolgt entweder, wie in Abb. 292 dargestellt, mit Hilfe von Knotenblechen oder auch durch unmittelbaren Anschluß der Füllungsglieder an dem Gurt (Abb. 291). Die Berechnung erfolgt auch in dem Falle der festen Vernietung fast stets nur unter der Annahme gelenkförmiger Verbindung. Damit nun die Wirklichkeit einigermaßen mit der Rechnung in Einklang steht, ist darauf zu achten, daß die Glieder, senkrecht zu ihrer Längsachse in Richtung der Trägerebene gemessen, nicht unnötig hoch ausgebildet und so die durch die festen Vernietungen hervorgerufenen Nebenspannungen in engen Grenzen gehalten werden. Nähere Angaben hierüber finden sich in der Abhandlung über die Gestaltung der Gurtquerschnitte.

b) Ausbildung des Trägernetzes.

Wie bereits im Abschnitt II unter D erwähnt wurde, erhält man ein starres, statisch bestimmtes Gebilde dadurch, daß man, von einem Dreieck ausgehend, weitere Knotenpunkte nur durch zwei Stäbe an das fertige Gebilde anschließt. Man kann hierbei auf zwei Arten vorgehen:

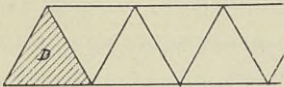


Abb. 182.

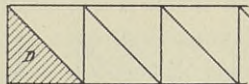


Abb. 183.

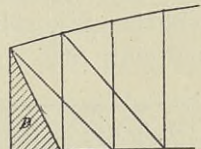


Abb. 184.

1. Die Knotenpunkte werden an das Grunddreieck *D* so angefügt, daß keine Kreuzung von Stäben stattfindet (Abb. 182 u. 183).
2. Bei dem Aufbau des Fachwerkes kreuzen sich die einzelnen Stäbe (Abb. 184).

Einfaches Fachwerk.

Abb. 185 stellt ein auf die erste Art erhaltenes, statisch bestimmtes Fachwerk dar; man nennt diese Art des Fachwerkes «einfaches Fachwerk».

In Abb. 186 ist ein Fachwerk dargestellt, das sich von dem vorigen nur dadurch unterscheidet, daß in jedem Felde gekreuzte Diagonale angeordnet sind. Werden die Diagonale so ausgebildet, daß sie nur Zugkräfte auf-

zunehmen imstande sind, so ist dies Fachwerk dem obigen in der Wirkung gleich, da in jedem Felde nur eine Diagonale gespannt sein kann. Werden dagegen die Diagonalen druckfest ausgebildet, so nehmen beide Diagonalen in

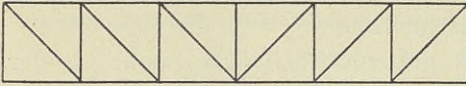


Abb. 185.



Abb. 186.

jedem Felde an der Aufnahme der Kräfte teil, und das Fachwerk ist in der Wirkung von dem in Abb. 185 gezeichneten verschieden. Es ist sovielmals statisch unbestimmt, als Felder mit Doppeldiagonalen vorhanden sind.

Zweifaches Fachwerk.

Abb. 187 zeigt ein Fachwerk, das auf die zweite Art entstanden ist. Es ist ein sogenanntes zweifaches Fachwerk. Seine Eigentümlichkeit besteht darin, daß sich zwei Stabzüge der Füllungsstäbe kreuzen. Die beiden sich kreuzenden Stabzüge sind in den Abb. 188 u. 189 getrennt dargestellt. Das Fachwerk ist statisch bestimmt. Die beiden durch

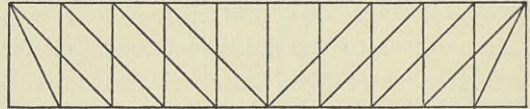


Abb. 187.

Schraffierung unterschiedenen starren Scheiben I und II in Abb. 190 kann man sich dadurch entstanden denken, daß man, von den Grunddreiecken D_I und D_{II}

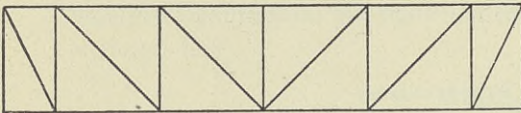


Abb. 188.

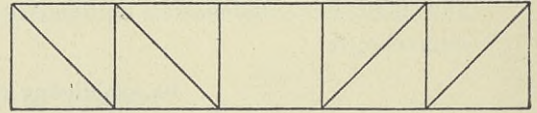


Abb. 189.

beginnend, weitere Knotenpunkte durch je zwei Stäbe an die starren Gebilde anschließt. Schließlich werden die beiden Scheiben I und II durch ein Gelenk G und einen Stab A starr und in statisch bestimmter Weise miteinander verbunden.

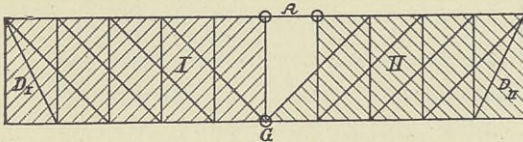


Abb. 190.



Abb. 191.

n faches Fachwerk.

Kreuzen sich n -Stabzüge von Füllungsstäben, so entsteht ein n faches Fachwerk. Abb. 191 zeigt ein vierfaches Fachwerk.

Gitterwerk.

Werden die Maschen durch Anordnung vieler sich kreuzender Stabzüge sehr klein, so nennt man ein solches Fachwerk ein Gitterwerk (Abb. 17).

Auf die Theorie der mehrfachen Fachwerke, auf die Untersuchungen ihrer statischen Bestimmtheit oder Unbestimmtheit kann in diesem Buche nicht

eingegangen werden. Müller-Breslau hat in den neuen Auflagen seiner «Graphischen Statik der Baukonstruktionen» die mehrteiligen Fachwerke sehr eingehend behandelt und endlich Klarheit auf dem schwierigen Gebiete dieser Fachwerke, die sehr oft ohne das rechte Verständnis für ihr statisches Verhalten Anwendung gefunden haben, geschaffen.

Im folgenden sind einige mehrteilige Fachwerke mit Angabe ihres statischen Verhältnisses angegeben.

Die Abb. 192, 193 u. 194 zeigen zweifache, statisch bestimmte Fachwerke.

Dagegen ist in der Abb. 195 ein zweifaches, einfach statisch unbestimmtes Fachwerk dargestellt.

Die engmaschigen Gitterträger werden jetzt nicht mehr ausgeführt; sie wurden an Stelle von vollwandigen Trägern verwendet, um an Material für die Trägerwand zu sparen, oder auch in den Fällen, wo Stegbleche in der

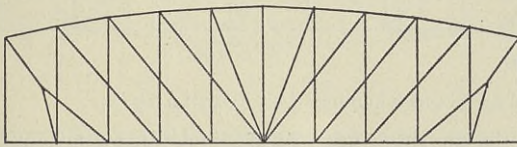


Abb. 192.

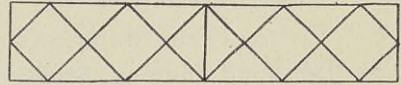


Abb. 193.



Abb. 194.



Abb. 195.

erforderlichen Höhe nicht beschafft werden konnten. Die mehrfachen Fachwerke verdanken ihre Entstehung dem Bestreben, bei großen Stützweiten, die große Trägerhöhen erfordern, verhältnismäßig kleine Querträgerentfernungen zu erhalten, ohne den Diagonalen eine sehr steile Neigung geben zu müssen, da diese stets mit Schwierigkeiten beim Anschluß verbunden ist.

In neuerer Zeit werden die mehrfachen Fachwerke der in den Abb. 187, 191 u. 192 dargestellten Formen nur in seltenen Fällen noch ausgeführt, weil man bestrebt ist, möglichst einfache, klare, leicht zu berechnende Gebilde als Trägernetze anzuwenden, ferner, weil schlaffe Diagonalen wegen ihrer schlechten

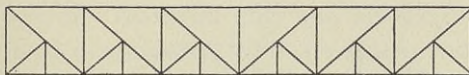


Abb. 196.

Bewährung im Brückenbau den steifen, druckfesten Diagonalen haben weichen müssen und die Durchführung druckfester Querschnitte an den

Kreuzungspunkten der Füllungsstäbe auf Schwierigkeiten stößt. Bei großen Stützweiten und Trägerhöhen lassen sich durch Einschaltung von Zwischenfachwerken angemessene Querträgerabstände erzielen (Abb. 196).

Streben- und Ständerfachwerk.

Nach der Gestaltung des Netzes der Füllungsglieder unterscheidet man Strebenfachwerke und Ständerfachwerke. Die Strebenfachwerke weisen außer den Endpfosten nur geneigte Füllungsglieder, sogenannte Diagonalen oder Streben auf (Abb. 197), während die Ständerfachwerke auch senkrechte Füllungsglieder, sogenannte Pfosten oder Ständer besitzen (Abb. 198).

Das in Abb. 199 dargestellte Fachwerk ist ein Strebenfachwerk. Die Pfosten gehören nicht zum System, sie dienen vielmehr zum Querträgeranschluß und teilweise zur Halbierung der Knicklänge der Obergurtstäbe für die senkrechte Richtung.

Neuerdings ist auch eine Trägerform mit **K**-förmiger Füllungsgliederanordnung in Aufnahme gekommen, die zwar die Knicklängen der Füllungsglieder verringert und auch bei großen Trägerhöhen verhältnismäßig kleine Feldweiten ermöglicht, aber in schönheitlicher Beziehung zu wünschen übrig läßt. Die Dreieckspitzen in den Mitten der Pfosten wirken unruhig (Abb. 200).

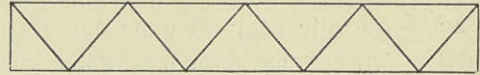


Abb. 197.



Abb. 198.



Abb. 199.

Unterscheidung nach der Gestaltung der Gurtungen.

Die Linienführung der Gurtungen gibt ein weiteres Unterscheidungsmerkmal für die Fachwerkträger. Man unterscheidet danach:

1. Hauptträger mit zwei geraden Gurten,
2. mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt und
3. mit zwei gekrümmten Gurten.

Bemerkung zu 2 und 3:

Die Gurtstäbe folgen in der Regel nicht der Kurve, auf der die Knotenpunkte liegen, sondern verbinden die Knotenpunkte geradlinig.

Träger mit zwei geraden Gurten.

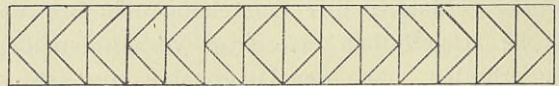


Abb. 200.

Träger der ersten Art sind sogenannte Parallelträger. Je nach der Ausbildung des Trägerendes unterscheidet man Parallelträger mit senkrechtem Endpfosten und mit abgeschrägtem Ende (Abb. 200 u. 201). Letztere werden auch Trapezträger genannt.



Abb. 201.

Träger mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt.

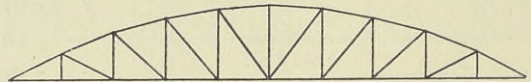


Abb. 202.

Bei den Trägern mit einem geraden und einem gekrümmten Gurt ist in der Regel der Untergurt gerade und der Obergurt

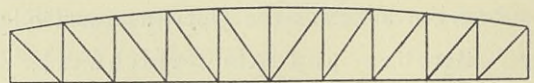


Abb. 203.

nach einer Kurve, einem Kreisbogen, einer Parabel der zweiten Ordnung oder einer kubischen Parabel, schließlich auch einer Ellipse gekrümmt. Die Kurven laufen entweder an den Auflagerpunkten aus oder enden in einer gewissen

Höhe über den Auflagern. Ist die Kurve beispielsweise eine Parabel, so erhält man im ersten Falle einen Parabelträger (Abb. 202), im zweiten Falle einen Halbparabelträger (Abb. 203).

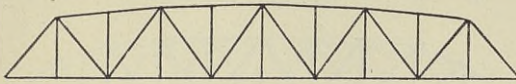


Abb. 204.

Der Halbparabelträger wird auch mit abgeschrägten Enden ausgebildet (Abb. 204). Bei hochgelegenen Überführungen werden diese Trägerarten auch

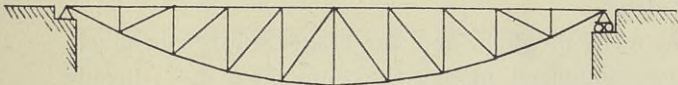


Abb. 205.

umgekehrt angewendet, wie in den Abb. 205 bis 207 dargestellt ist. Zu der Trägergattung mit einem gekrümmten und einem geraden Gurt gehören auch der sogenannte Schwedler- und Pauliträger. Der Schwedlerträger besitzt die Eigentümlichkeit, daß in allen Feldern

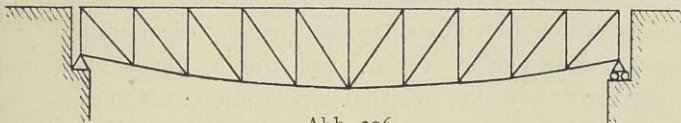


Abb. 206.

in den einfach angeordneten Streben nur Zugkräfte auftreten, daß also alle Streben theoretisch aus Flacheisen gebildet werden können. Die Trägerform läßt sich sehr leicht aus der Bedingung

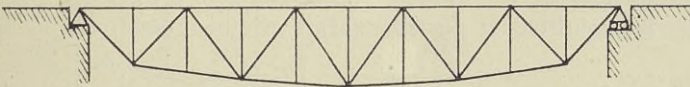


Abb. 207.

daß die Druckkraft in allen Streben = 0 sein oder gar in eine Zugkraft übergehen soll: $D_{\min} \geq 0$ bestimmen. D_m bezeichne die zwischen den Knotenpunkten $m-1$ und m liegende Diagonale (Abb. 208). Ihre Spannkraft läßt sich nach der bekannten Formel $D_m \cos \varphi_m = \frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}$ berechnen. Hierin

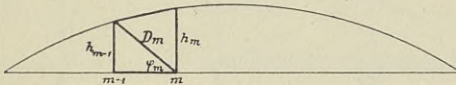


Abb. 208.

bedeuten M_m und M_{m-1} die Momente der äußeren Kräfte in Bezug auf die Punkte m und $m-1$. Die Bedeutung der übrigen Größen geht aus der Abb. 208 hervor. Bestimmt man nun für diejenige Laststellung, für die die Druckkraft in D den größten Wert annehmen würde, die Werte M_m und M_{m-1} , so erhält

man aus der Bedingung $D_{\min} = \frac{1}{\cos \varphi_m} \left(\frac{M_m}{h_m} - \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}} \right) \geq 0$ die Beziehung

$\frac{M_m}{M_{m-1}} \geq \frac{h_m}{h_{m-1}}$. Indem man nun für eine Höhe h_m eine bestimmte Größe annimmt, kann man die übrigen Werte der Höhen aus dieser Beziehung herleiten. Der hieraus abgeleitete Träger erhält die in Abb. 209 dargestellte Form, die in Bezug auf ein schönes Aussehen wenig befriedigt. Man verbindet daher die

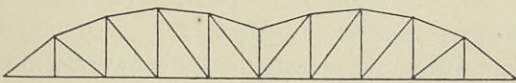


Abb. 209.

höchsten Punkte der beiden Kurven wagerecht und führt diesen mittleren Teil mit Gegen-diagonalen aus (Abb. 210). Die

Schwedlerträger, die früher sehr oft ausgeführt worden sind, bieten insofern Gefahren für den Betrieb, als bei der Belastung durch Betriebsmittel, die schwerer sind als die der Berechnung zugrunde gelegten, der Fall eintreten kann, daß für ein Feld mit nur einer schlaffen Diagonale für eine

gewisse Belastung $\frac{M_m}{h_m} < \frac{M_{m-1}}{h_{m-1}}$

wird. Rechnungsgemäß ist dann

überhaupt kein Gleichgewicht mehr möglich, und der Träger würde einstürzen, wenn nicht die steifen Nietverbindungen in den Knotenpunkten die fehlende Druckfestigkeit der Diagonale ersetzen würden. In der Tat sind manche Schwedlerträger, die sich sonst in einem tadellosen Zustande befanden und in allen ihren übrigen Teilen schwereren Betriebslasten als den für die Berechnung ursprünglich maßgebenden gewachsen waren, nur durch die steifen Nietverbindungen vor dem Einsturz bewahrt worden. Aus diesem Grunde werden Schwedlerträger mit schlaffen Diagonalen heute nicht mehr ausgeführt.

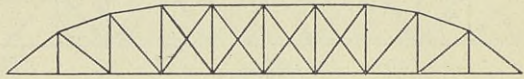


Abb. 210.

Der Pauliträger ist so gestaltet, daß in allen Obergurtstäben die gleiche größte Spannkraft herrscht. Bekanntlich ist die Spannkraft in einem Obergurt-

stab: $O_m = -\frac{M_m}{r_m}$, wo M_m das

Moment der äußeren Kräfte in Bezug auf den Knotenpunkt m und r_m das Lot von m auf den betreffenden Obergurtstab bedeutet (Abb. 211). Bestimmt man nun für alle Knotenpunkte m die größten Momente M_m und nimmt einen Wert für r an, so kann man alle übrigen Werte

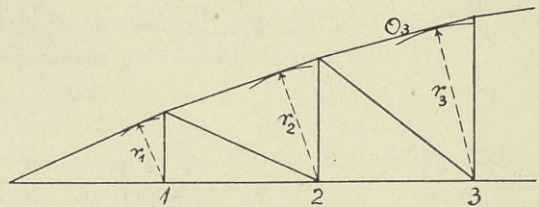


Abb. 211.

von r aus der Bedingung $\frac{M_1}{r_1} = \frac{M_2}{r_2} = \frac{M_3}{r_3} = \frac{M_m}{r_m}$ ausrechnen.

Die auf diese Weise erhaltene Trägerform befriedigt meist in schönheitlicher Beziehung wenig, und man wird deshalb eine Verbesserung der Linie des Obergurtes vornehmen, wobei ein geringer Unterschied in den größten Spannkraften der Obergurtstäbe mit in Kauf genommen wird.

Träger mit zwei gekrümmten Gurtungen.

In Abb. 212 ist der sogenannte Fischbauch- oder Linsenträger dargestellt, eine Trägerform, die neuerdings nur wenig ausgeführt wird. Auch Träger-

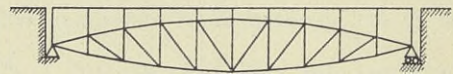


Abb. 212.

formen nach Abb.

213 sind ausgeführt

worden, z. B. bei

der Weichselbrücke

bei Dirschau.

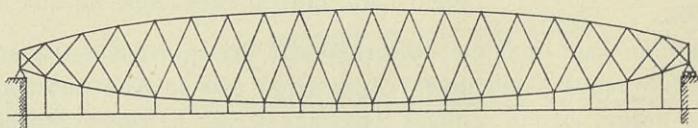


Abb. 213.

Fachwerke mit Unterteilung.

Wie schon bei der Abhandlung über die mehrteiligen Fachwerke kurz erwähnt worden ist, werden neuerdings bei großen Stützweiten häufig Träger

ausgeführt, bei denen zur Erzielung zweckmäßiger Querträgerentfernungen Zwischenfachwerke in das Hauptfachwerk eingeschaltet werden. Die Abb. 214, 215 u. 216 zeigen derartige Fachwerkträger. Bei dem in Abb. 214 dargestellten

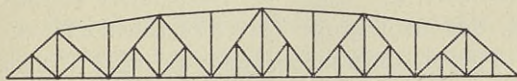


Abb. 214.



Abb. 215.



Abb. 216.

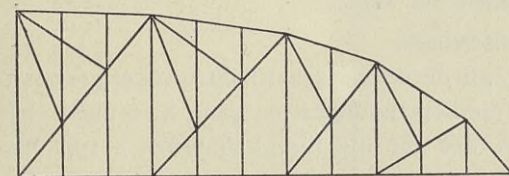


Abb. 217.

Träger sind Sprengwerke, in den Trägernetzen (Abb. 215 u. 216) dagegen Hängewerke eingefügt. Müller-Breslau hat in neuerer Zeit für Eisenbahnbrücken über die Wolga mit Stützweiten bis zu 192,5 m die in Abb. 217 dargestellte Trägerform ausgeführt, die eine sehr zweckmäßige Unterteilung besitzt.

Abb. 218 zeigt das Trägernetz der Rheinbrücke bei Thusis, bei der jeder zweite Querträger durch eine Senkrechte auf den Kreuzungspunkt der Streben abgestützt ist.



Abb. 218.

c) Zweckmäßigste Höhen für Fachwerk-Balkenträger.

Mit zunehmender Höhe verringern sich bei gleicher Stützweite die Spannkraften im Ober- und Untergurt, dagegen nehmen die Längen und damit die Gewichte der Füllungsglieder zu. Es folgt daraus, daß es ebenso wie für den vollwandigen Träger auch für den Fachwerkträger eine zweckmäßigste Höhe geben wird. Diese ist bei Parallel- und Trapezträgern zu $\frac{1}{8}$ der Stützweite, bei Halbparabel- und Parabelträgern zu $\frac{1}{7}$ der Stützweite ermittelt worden. Die Höhen früher ausgeführter Brücken sind in der Regel zu niedrig gewählt worden.

d) Zweckmäßigste Feldweite bei Fachwerkbrücken.

Unter der Feldweite wird der Abstand der Knotenpunkte verstanden, in denen die Querträger an den Hauptträgern ihre Unterstützung finden. Bei feststehender Höhe wachsen mit zunehmenden Feldweiten die Längen der Streben und infolge ihrer flacheren Neigung auch ihre Spannkraften, andererseits verringert sich die Anzahl der Streben, Pfosten und Knotenpunkte und damit auch teilweise der Materialaufwand. Weiter sind bei der Bemessung der Feldweiten auch die Teile des Fahrbahngerippes ausschlaggebend. Besteht das Fahrbahngerippe aus Querträgern, die an den Hauptträgern angeschlossen werden, und aus Längsträgern, die ihr Lager an den Querträgern finden, so ist klar, daß mit zunehmender Feldweite der Materialaufwand für die Querträger unter Umständen abnehmen kann, dagegen stets für die Längsträger wächst. Alle diese Umstände müssen bei der Ermittlung der günstigsten Feldweite Berücksichtigung finden. Allgemein läßt sich sagen, daß man die

günstigsten Feldweiten für Träger mit zwei wagerechten Gurtungen wohl bei Neigungen der Streben von 45° gegen die Horizontale und für Träger mit gekrümmten Gurtungen in dem Falle erhält, daß die Strebe des mittelsten Feldes zwischen Trägerende und Mitte unter 45° gegen die Horizontale geneigt ist. Als Regel ist ferner anzuführen, daß man große Querträgerabstände anstreben soll. Man wird daher bei kleinen Stützweiten und geringen Höhen der Träger auch Neigungen unter 45° anwenden und erst dann bei großen Stützweiten den Neigungswinkel der Streben größer als 45° nehmen, wenn sich größere Querträgerabstände als 5,5 bis 6 m ergeben. Ist die Trägerhöhe so groß, daß bei einer Neigung der Streben von 45° die Knotenpunkte 8 bis 10 m Abstand erhalten, so weicht man von dieser Neigung nicht ab, sondern sieht eine Unterteilung vor (Abb. 214).

Die Feldweiten sind gleich groß anzunehmen, um die Werkstattarbeiten für die Längsträger zu vereinfachen. Von dieser Regel soll nur in besonderen Fällen abgewichen werden.

e) Querschnitte der Stäbe.

α) Allgemeines.

Die Berechnung der Stabkräfte gegliederter einfacher Balkenträger gestaltet sich in der Regel sehr einfach. Auf die Berechnungsarten kann hier nicht eingegangen werden; es sei nur bemerkt, daß für die Eisenbahnbrücken von den betreffenden Behörden ausgearbeitete Tabellen vorliegen, aus denen für die einzelnen Knotenpunkte die größten Momente, mittels derer die Stabkräfte der Gurtungen errechnet werden, und die Querkräfte, die für die Berechnung der größten Stabkräfte in den Füllungsgliedern maßgebend sind, entnommen werden können (vergl. Abschnitt VI). Handelt es sich um die Entwurfsbearbeitung einer großen Anzahl von Straßenbrücken, die unter Zugrundelegung ein und desselben Lastenzuges berechnet werden sollen, so empfiehlt es sich stets, zur wesentlichen Vereinfachung der Festigkeitsberechnung ähnliche Tabellen aufzustellen.


In übersichtlichen Zusammenstellungen werden dann die einzelnen Werte für die Stabkräfte infolge der ständigen Belastung, der Verkehrslast, des Winddruckes und der Bremskraft, weiter die Werte für die größten Zug- und Druckkräfte in den Stäben infolge der ständigen Belastung und der Verkehrslast zusammen einerseits und infolge der ständigen Belastung, der Verkehrslast, des Winddruckes und der Bremskraft zusammen andererseits eingetragen. Die zuletzt aufgeführte Unterscheidung ist notwendig, weil in der Regel für den Fall, daß auch die wagerechten Kräfte berücksichtigt werden, größere Beanspruchungen zugelassen werden als für den Fall, daß nur die senkrechten Kräfte in Rechnung gestellt werden. Es ist also von vornherein nicht klar, welche größte Spannkraft für die Querschnittsbemessung maßgebend ist.

Bedeutet S_g die Spannkraft infolge der ständigen Belastung, S_P die Spannkraft infolge der Verkehrslast, S_W die Spannkraft infolge des Winddruckes, S_B die Spannkraft infolge der Bremskraft und σ_1 die für den Fall der Außerachtlassung der wagerechten Kräfte zugelassene Spannung¹⁾ und σ_2 die für den

¹⁾ Über die zugelassenen Spannungen vergl. Abschnitt V.

Fall der Berücksichtigung dieser Kräfte als zulässig erachtete Spannung, so leuchtet ein, daß die Querschnittsbemessung nach dem von den beiden Werten $\frac{S_g + S_P}{\sigma_1}$ und $\frac{S_g + S_P + S_W + S_B}{\sigma_2}$ zu erfolgen hat, der der größere ist.

Es sei an dieser Stelle eine Tabelle eingefügt, die viel zur Übersichtlichkeit einer Festigkeitsberechnung beiträgt. Aus ihr sind alle für die Beurteilung der Tragfähigkeit der einzelnen Stäbe in Frage kommenden Punkte zu ersehen.

Stab	0	—	U	—
S_g				
S_{Pmax}				
S_{Pmin}				
$(S_g + S_P)_{max}$				
$(S_g + S_P)_{min}$				
S_W				
S_B				
$(S_g + S_P + S_W + S_B)_{max}$				
$(S_g + S_P + S_W + S_B)_{min}$				
$\frac{(S_g + S_P)_{max} \text{ bzw. } min}{\sigma_1}$				
$\frac{(S_g + S_P + S_W + S_B)_{max} \text{ bzw. } min}{\sigma_2}$				
Querschnitt				
Inhalt	2 N.P. $\square 30 = 117,6$ 1 — 45 · 1 = 45,0 162,6			
Nietabzug	—			
Nutzbarer Inhalt	162,6 cm ³			
Beanspruchung	$\sigma = \frac{S}{162,6} =$			
Kleinste Trägheitsmoment	$J =$			
Grad der Knicksicherheit	$n =$			

Bei der Querschnittsbestimmung hat man für die gezogenen Stäbe nur darauf zu achten, daß der Querschnittsinhalt der zulässigen Beanspruchung entsprechend bemessen wird, während für die gedrückten

Stäbe außerdem noch darauf Rücksicht zu nehmen ist, daß genügende Knicksicherheit vorhanden ist. Die Querschnitts- ausbildung für die gezogenen Stäbe stößt daher auf keine Schwierigkeiten, dagegen erfordert die Querschnittsanordnung für die gedrückten Stäbe insofern Übung, als eine Zugabe an Querschnitt über das durch die Druckfestigkeit bedingte Maß hinaus zur Erlangung der vorgeschriebenen Knicksicherheit zu vermeiden oder doch sehr einzuschränken ist. Bezeichnet σ die zugelassene Beanspruchung für die Flächeneinheit des Querschnittes und P die in dem betreffenden Stabe herrschende Spannkraft, so bestimmt sich die für die Zug- bzw. Druckkraft erforderliche Querschnittsfläche im allgemeinen nach der Gleichung $F = \frac{P}{\sigma}$. Der Querschnitt

für den gedrückten Stab muß nun ferner so bemessen sein, daß er die meist vorgeschriebene 5fache Sicherheit gegen Ausknicken besitzt. Während also hiernach für gezogene Stäbe Flacheisen genügen, sind für gedrückte Stäbe solche Querschnitte zu wählen, die nach zwei zueinander senkrechten Richtungen vom Schwerpunkt entfernte Querschnittsteile aufweisen. Hierhin gehören beispielsweise Querschnitte von den in den Abb. 219 (a bis d) dargestellten Formen.

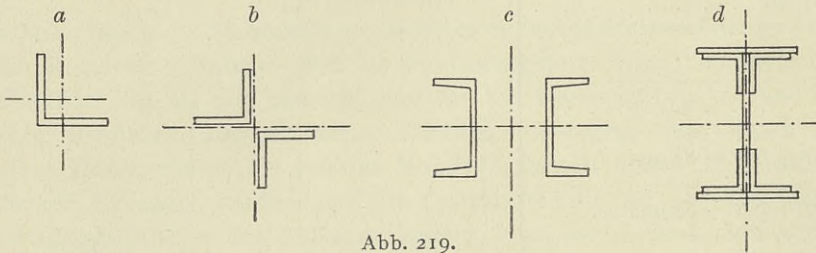


Abb. 219.

In Deutschland wird der Grad der Knicksicherheit gedrückter Stäbe eines Fachwerkes unter der Annahme gelenkigen Anschlusses in den Knotenpunkten in der Regel nach der Eulerschen Formel ermittelt:

$$n = \frac{\pi^2 E J}{l^2 P}$$

Hierin ist n der Grad der Knicksicherheit, π die Zahl 3,14, π^2 also rund die Zahl 10, $E = 2\,000\,000$ für Schweißeisen und $= 2\,150\,000$ für Flußeisen, J = kleinstes Trägheitsmoment des Querschnittes, l die Stablänge und P die Stabkraft. Drückt man l in m und P in Tonnen aus, so geht die Gleichung über in:

$$1. \text{ für Schweißeisen } n = \frac{10 \cdot 2\,000\,000 \cdot J}{l^2_{(m)} 10\,000 \cdot P(t) \cdot 1000}$$

$$n = \frac{2J}{Pl^2}$$

$$2. \text{ für Flußeisen } n = \frac{2,15J}{Pl^2}$$

Das für eine 5fache Knicksicherheit erforderliche Trägheitsmoment errechnet sich aus der Gleichung:

$$1. \text{ für Schweißeisen } J = 2,5 Pl^2$$

$$2. \text{ für Flußeisen } J = 2,33 Pl^2$$

Die Eulersche Formel ist auf der Voraussetzung aufgebaut, daß die Beanspruchungen unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegen, sie hat also nur so weit unbedingte Gültigkeit, als die Schwerpunktspannung beim Bruch nicht die Proportionalitätsgrenze überschreitet. Durch Versuche ist nachgewiesen worden, daß diejenigen gedrückten Stäbe bei einer unterhalb der Proportionalitätsgrenze liegenden Schwerpunktsbeanspruchung ausknicken, deren Verhältnis $\frac{l}{i} = \frac{\text{freie Knicklänge}}{\text{kleinster Trägheitshalbmesser}}$ größer als 105 ist.

Ist $\frac{l}{i}$ kleiner als 105, so verliert die Eulersche Formel ihre Gültigkeit.

Die Tragfähigkeit der Stäbe, deren $\frac{l}{i}$ kleiner als 105 ist, nimmt mit abnehmendem $\frac{l}{i}$ weit langsamer zu, als es nach der Eulerschen Formel der Fall sein würde.

Tetmajer hat nun auf Grund eingehender Versuche für die Schwerpunktspannungen beim Ausknicken derjenigen Stäbe, deren Verhältnis kleiner als 105 ist, die Gleichung $\sigma = 3100 - 11,4 \frac{l}{i}$ aufgestellt. In der Abb. 220 sind auf der wagerechten Achse die Verhältnisse $\frac{l}{i}$ und auf der senkrechten Achse die Schwerpunktsbeanspruchungen $\sigma = \frac{P}{F}$ aufgetragen.

Für $\sigma = \sigma_P =$ Beanspruchung an der Proportionalitätsgrenze stößt die Eulersche Hyperbel und die Tetmajersche Gerade unter einem Knick zusammen. Ostenfeld hat die Tetmajersche Gerade durch eine Parabel von der Gleichung $\sigma = 2720 \left[1 - \frac{1}{30000} \left(\frac{l}{i} \right)^2 \right]$ ersetzt, die nur wenig von der Tetmajerschen Geraden abweicht und den unwahrscheinlichen Knick beim Zusammentreffen mit der Eulerschen Hyperbel vermeidet. Für alle gedrückten Stäbe, deren $\frac{l}{i}$ größer als 105 ist, kann also der Grad der Knicksicherheit nach der Eulerschen Formel bestimmt werden, während für alle anderen gedrückten Stäbe der

Grad der Knicksicherheit aus dem Verhältnis der durch die Tetmajersche Gerade oder die Ostenfeldsche Parabel angegebenen Schwerpunktspannung zu der auf-

tretenden Beanspruchung errechnet werden muß.

Es sei an dieser Stelle ganz besonders darauf hingewiesen, daß der Knicksicherheit gedrückter Stäbe die größte Aufmerksamkeit geschenkt werden muß. Die meisten Ein-

stürze eiserner Brücken sind durch Überlastung gedrückter Stäbe von unzureichender Knickfestigkeit herbeigeführt worden. Auch das große Unglück,

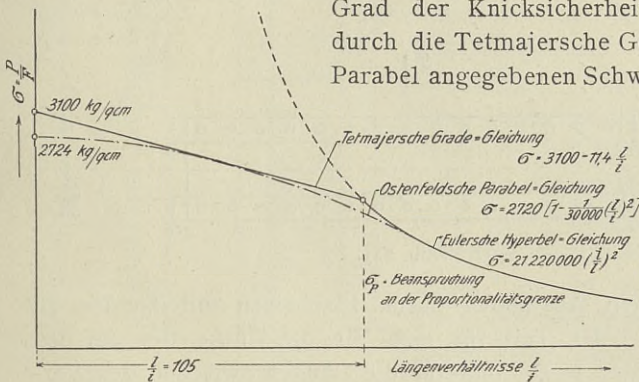


Abb. 220.

das kürzlich die im Bau begriffene gewaltige Quebec-Brücke in Amerika vernichtet hat, ist auf die unzulängliche Knicksicherheit eines Untergurtgliedes zurückzuführen.

Der Querschnitt eines Stabes kommt nur dann für die Knicksicherheit voll in Betracht, wenn die einzelnen Teile des Querschnittes mittels durchgehender Platten oder Winkeleisenvergitterung miteinander verbunden sind und Teile, die in der einen von zwei zueinander senkrechten Richtungen liegen, nicht zu weit von den Teilen entfernt sind, die in der anderen Richtung liegen. Z. B. müssen die beiden Teile I und II des in Abb. 221 dargestellten Querschnittes mittels der durchgehenden Platte l zu einem Ganzen verbunden werden, ferner dürfen die Punkte a nicht zu weit von diesem Teil l abliegen, und schließlich muß die Breite des Bleches l in solchen Grenzen gehalten werden, daß die seitlichen Platten seinen mittleren Teil vor dem Falten sichern können.

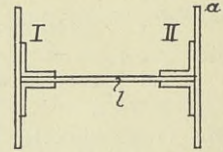


Abb. 221.

Eine Flacheisen-Vergitterung, die an die Stelle des durchgehenden Flacheisens l tritt, vermindert die Knicksicherheit des Stabes, wie durch Bruchversuche nachgewiesen ist.¹⁾

Gedrückte Füllungsstäbe von Fachwerken werden häufig nach Abb. 222 a aus zwei Teilen gebildet. Man hat sich in vielen Fällen damit begnügt, beide

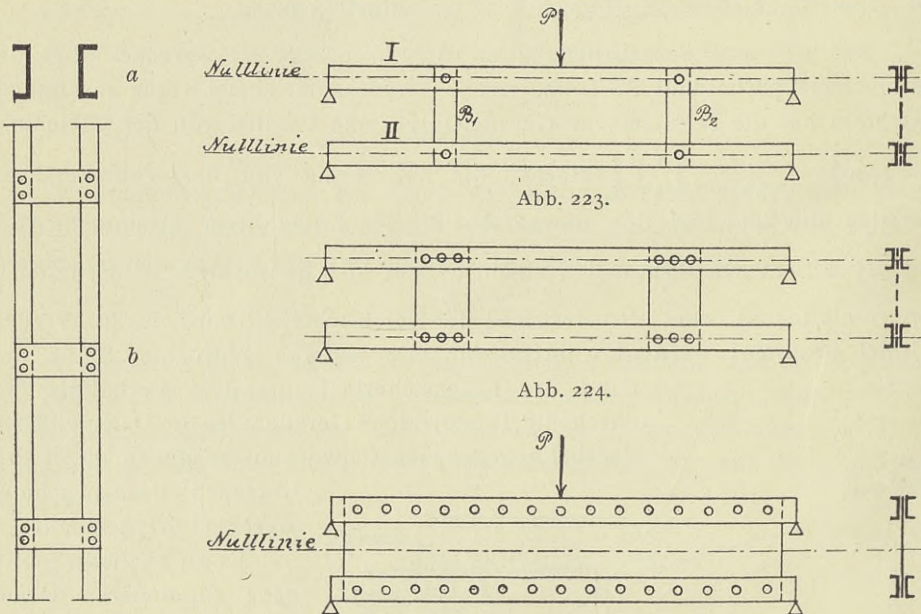


Abb. 222.

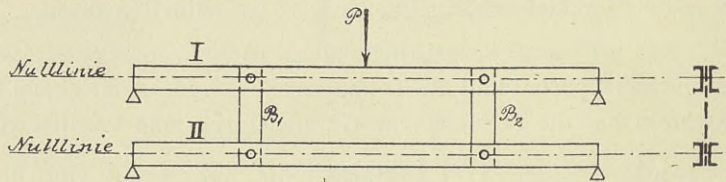


Abb. 223.

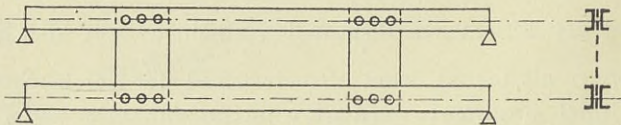


Abb. 224.

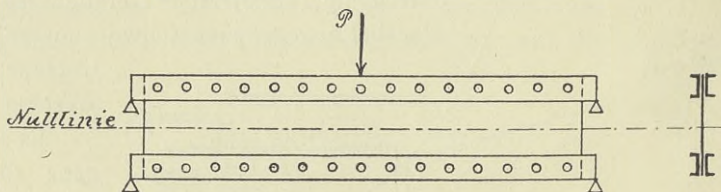


Abb. 225.

Querschnittshälften in solchen Abständen durch Flacheisen miteinander zu verbinden (Abb. 222 b), daß jeder Teil für sich für die Hälfte der auf den ganzen Querschnitt entfallenden Kraft und für die Längen zwischen den Verbindungsstellen knicksicher ist. Durch Versuche ist zur Genüge bewiesen

¹⁾ Zeitschrift für Bauwesen 1895, Seite 289 und Blatt 44 u. 45; Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Seite 595.

worden, daß in diesem Falle der Grad der Knicksicherheit des ganzen Stabes nicht unter der Annahme eines einheitlichen Querschnittes errechnet werden darf. Diese Tatsache leuchtet ohne weiteres auch durch folgende Überlegung ein: Zwei Träger I und II sind durch zwei Stäbe B_1 und B_2 , die nur mittels

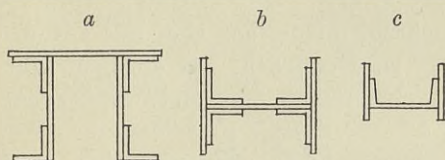


Abb. 226.

eines Nietes an jedem Träger angeschlossen sind, verbunden (Abb. 223). Auf den oberen Träger I wirkt die Kraft P , dann beteiligt sich Träger II vermöge der Verbindungen B_1 und B_2 mit an der Aufnahme dieser Kraft, aber nur als selbständiger Träger, dessen

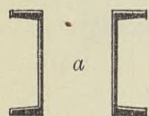
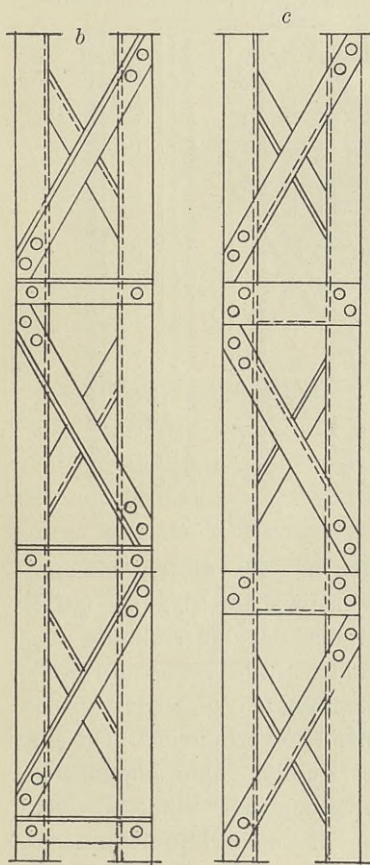


Abb. 227.

Nulllinie dieselbe Lage hat wie in dem Falle, daß der Träger allein beansprucht würde. Werden die beiden Verbindungen B_1 und B_2 mit einer größeren Anzahl von Nieten an den Trägern angeschlossen (Abb. 224), so wird schon eine Tragfähigkeit erzielt, die größer als die Summe der Tragfähigkeiten beider Träger für sich ist, aber erst eine durchgehende Verbindung zwischen beiden Trägern ist imstande, eine gemeinsame Nulllinie herzustellen (Abb. 225) und dem Träger die Tragfähigkeit zu verleihen, die dem Trägheitsmoment des einheitlichen Querschnittes entspricht. Eine Flacheisen-Vergitterung kann ebenfalls nach obigem ein durchgehendes Blech nicht voll ersetzen. Aus diesen Betrachtungen folgt die Regel:



Für die Druckstäbe sind nach Möglichkeit solche Querschnitte zu wählen, deren Teile mittels durchgehender Bleche verbunden sind, also Querschnitte von den in den Abb. 226a, b u. c wiedergegebenen Formen. Werden für die Druckstäbe Querschnitte verwendet, die aus zwei Teilen bestehen (Abb. 227a), so sind sie durch Winkel zu vergittern. Hierbei empfiehlt sich aus konstruktiven Gründen eine Anordnung nach Abb. 227b, bei der die abstehenden Schenkel der Vergitterungswinkel nach außen liegen. Es ist jedoch nicht zu leugnen, daß hierdurch dem Stabe ein unruhiges Aussehen gegeben wird; man legt deshalb auch gern die ab-

stehenden Schenkel nach innen, wodurch allerdings eine besondere Bearbeitung dieser Schenkel notwendig wird (Abb. 227c). Beide Vorteile der Anordnungen nach Abb. 227b u. c kann man vereinigen, wenn man die Vergitterungsstäbe aus Flacheisen und Winkeleisen bildet, die Winkeleisen nach innen legt und

nur die Flacheisen zum Anschluß benutzt (Abb. 228). Bei schwächeren Stäben genügt auch wohl eine Vergitterung durch Hespeneisen, die einfach in der Herstellung, gut im Aussehen und auch ziemlich steif ist (Abb. 229). In gewissen Abständen sind die Wände des Querschnittes durch steife Rahmen an die Vergitterung anzuschließen (Abb. 228 u. 229). Die Gitterstäbe sind der in ihnen auftretenden Spannkraft¹⁾ entsprechend, mindestens aber mit 2 Nieten

anzuschließen, um die beim Vorhandensein nur eines Nietes ent-

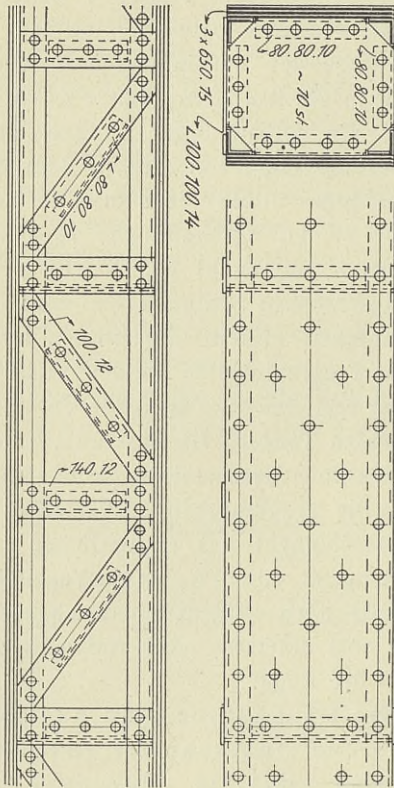


Abb. 228.

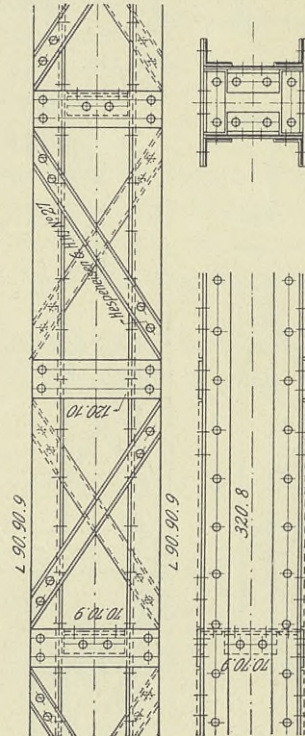


Abb. 229.

stehenden Schwierigkeiten beim Nieten zu umgehen. Zu diesem Zwecke gibt man den Gitterstäben eine verhältnismäßig schwache Neigung (30°).

Von bestimmendem Einfluß auf die Gestaltung der Querschnitte der einzelnen Stäbe ist die Ausbildung der Knotenpunkte. Wie schon auf S. 87 erwähnt wurde, werden die Stäbe in den Knotenpunkten entweder durch Gelenkbolzen oder durch feste Vernietung miteinander verbunden. Da aus den bei der Abhandlung über die Ausbildung der Knotenpunkte angeführten Gründen in Deutschland allgemein die feste Vernietung der Stäbe an den Knotenpunkten im Gebrauch ist, sollen auch nur die dieser Knotenpunktausbildung entsprechenden Querschnittsformen eingehend besprochen werden.

In gezogenen Stäben müssen die Löcher derjenigen Niete von dem Querschnittsinhalt in Abzug gebracht werden, deren Lage dies erfordert, weil

¹⁾ Vergl. R. Krohn, Beitrag zur Untersuchung der Knickfestigkeit gegliederter Stäbe. Zentralblatt der Bauverwaltung 1908, S. 559 u. f.

in den Nietlöchern keine Zugkräfte übertragen werden können. Dagegen ist es üblich, in gedrückten Stäben die Nietlöcher nicht in Abzug zu bringen. (Vergl. hierüber Abschnitt IIIB.)

Beim Abzug der Nietlöcher zur Bestimmung des nutzbaren Querschnittes für gezogene Stäbe, die aus Winkel- und Flacheisen zusammengesetzt sind, ist besondere Sorgfalt notwendig. Es empfiehlt sich stets, eine reichliche Anzahl von Nietlöchern abzuziehen, da sonst später beim Konstruieren oft die Notwendigkeit eintritt, die Niete so anzuordnen, daß eine größere Anzahl Nietlöcher in Abzug zu bringen ist, als der Berechnungsannahme entspricht. Die Folge davon ist, daß der Querschnitt neu entworfen werden muß, was natürlich mit erheblichem Zeitverlust verknüpft ist. Es leuchtet ohne weiteres ein, daß bei der in Abb. 230a u. b in Querschnitt und Ansicht dargestellten Stabausbildung es nicht genügt, die im Schnitt $a-a$ oder $c-c$ sitzenden Niete in Abzug zu bringen, sondern daß es durchaus erforderlich ist, beim Abzug für die Stegbleche und Winkleisen die vom Schnitt $a-a$, für die Flacheisen s dagegen auch noch die vom Schnitt $c-c$ getroffenen Niete zu berücksichtigen, da die einzelnen Teile des Querschnittes in diesen Schnitten reißen werden. Es kann sogar erforderlich werden, auch noch für die Stegbleche b die im

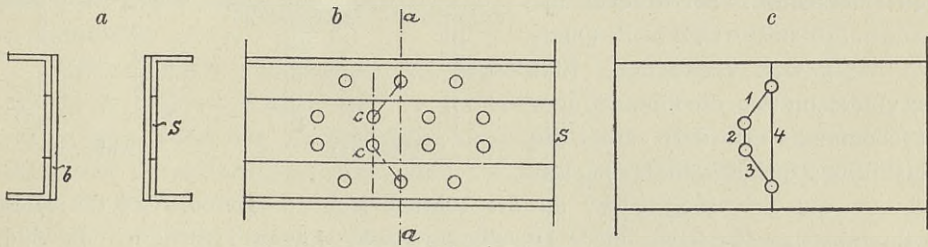


Abb. 230.

Schnitt $c-c$ sitzenden Niete in Abzug zu bringen, in dem Falle nämlich, daß das Stegblech im Schnitt $a-c-c-a$ ohne die vier Nietlöcher einen kleineren Inhalt aufweist, als im Schnitt $a-a$ ohne die zwei Nietlöcher. Hierzu sind keine umständlichen Rechnungen erforderlich. Es genügt, mit dem Zirkel die drei Strecken 1, 2 und 3 (Abb. 230c), die von Lochrand zu Lochrand reichen, zu addieren und mit der Strecke 4 zu vergleichen. Ist nun $1 + 2 + 3 < 4$, so tritt der eben angeführte Fall ein.

Weiter ist zu bemerken, daß für die Berechnung der Trägheitsmomente zusammengesetzter Querschnitte gedrückter Stäbe die Niete nicht abzuziehen sind, auch nicht auf der einen Seite, die beim Ausbiegen Zugbeanspruchungen zu erleiden hätte, da ja die Stäbe so stark bemessen werden sollen, daß ein Ausbiegen mit Sicherheit verhindert wird, mithin also keine Zugbeanspruchungen auftreten können.

Allgemein ist die Regel zu beachten, daß die Verwendung deutscher Normalprofile oder doch im Handel leicht zu erhaltender Profile, zu denen vor allem die Winkleisen für Schiffbauzwecke gehören, bei der Querschnittsausbildung anzustreben ist.

Während früher die gezogenen Stäbe allgemein aus Flacheisen gebildet wurden, ist man neuerdings hiervon abgekommen. Bei der Montage rücken

die beiden Knotenpunkte, die durch den Flacheisenstab verbunden werden sollen, oft näher zusammen, als dem errechneten Abstand entspricht. Die Folge davon ist, daß der Flacheisenstab, der an seinen Enden gemäß dem errechneten Abstand gebohrte Nietlöcher aufweist, nach seiner Einfügung etwas ausgebogen ist, also sich an der Kraftaufnahme gar nicht oder doch unvollkommen beteiligt. Bei plötzlicher Belastung kann es außerdem vorkommen, daß ein solcher Stab sich unter einem Ruck anspannt, also sehr ungünstig beansprucht wird. Bei wagerechten Verbänden hängen Flacheisenstäbe, auch wenn die Knotenpunktsentfernung genau dem errechneten Abstand gleich ist, infolge ihres Eigengewichtes durch. Aus diesen Gründen werden neuerdings auch die gezogenen Stäbe aus steifen, druckfesten Querschnitten gebildet.

Außer der Beanspruchung auf Zug oder Druck ist von bestimmendem Einfluß auf die Ausbildung der Querschnitte die Wahl eines einwandigen oder doppelwandigen Gurtquerschnittes.

Je nachdem die senkrechte Wand einfach (Abb. 231 a u. b) oder doppelt und räumlich getrennt (Abb. 232) vorhanden ist, unterscheidet man einen einwandigen und einen doppelwandigen Querschnitt. Bei Brücken bis zu 60 m Stützweite sind beide Querschnitte gut zu verwenden. Erst bei Querschnitten, die über 600 qcm Flächeninhalt erfordern, stößt die

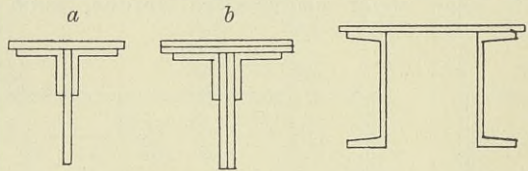


Abb. 231.

Abb. 232.

Ausbildung der einwandigen Querschnitte auf Schwierigkeiten, da die Platten sich so häufen, daß die Niete mehr als das Vierfache ihres Durchmessers an Länge erfordern. In Süddeutschland, Österreich und der Schweiz ist der einwandige Querschnitt sehr beliebt, während in Norddeutschland dem doppelwandigen Querschnitt der Vorzug gegeben wird. Als Vorteil des einwandigen Querschnittes gegenüber dem doppelwandigen läßt sich seine geringere Oberfläche, seine leichtere Unterhaltung und der Umstand erwähnen, daß auch bei Sonnenbestrahlung von einer Seite eine gleichmäßige Erwärmung des ganzen Querschnittes zu

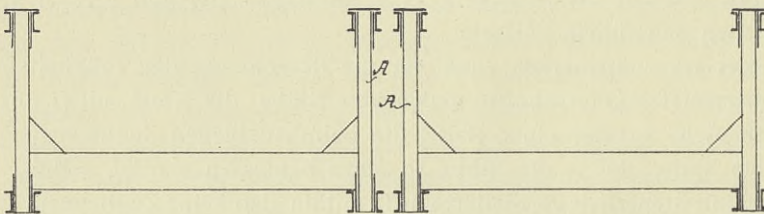


Abb. 233.

erwarten ist, dagegen beim doppelwandigen Querschnitt eine ungleichmäßige Erwärmung und damit auch eine ungleichmäßige Inanspruchnahme zu befürchten ist. Für die Wahl eines einwandigen Querschnittes kann ferner folgende Erwägung ausschlaggebend sein. Ist man durch irgendwelche Umstände, so z. B. durch eine nicht veränderliche Gleislage in der Nähe von

Bahnhöfen gezwungen, die inneren Hauptträger zweier benachbarter Überbauten eng aneinander zu legen, so leuchtet ein, daß bei Anwendung eines zweiwandigen Querschnittes die Erneuerung schadhafter Niete an den einander zugekehrten Wänden *A* (Abb. 233) der inneren Hauptträger mit der Hand unmöglich, bei Anwendung von Nietmaschinen immerhin noch schwierig ist. Dieser Nachteil ist beim einwandigen Querschnitt nicht vorhanden. Ein nicht zu verkennender Vorteil der doppelwandigen Querschnitte beruht darauf, daß bei der Ausbildung der gedrückten Diagonalen auch bei großen Stützweiten die erforderliche Knicksicherheit ganz ohne oder doch ohne erheblichen Querschnittsüberschuß sich erzielen läßt, während bei dem einwandigen Querschnitt für große Stützweiten die gedrückten Streben zur Erzielung genügender Knicksicherheit einen erheblichen Überschuß an Flächeninhalt erhalten müssen.

Allgemeine Bedeutung für die Querschnittsausbildung haben folgende Regeln: Die Querschnitte sollen gedungen sein, d. h. möglichst so angeordnet werden, daß das Material in der Nähe der Schwerlinie vereinigt ist, um eine möglichst gleichmäßige Spannungsverteilung über den ganzen Querschnitt zu erzielen. Kleinere Winkelprofile als 70·70·10 und schwächere Bleche als von 8 mm Stärke, abgesehen von Futterblechen, sind im allgemeinen zu vermeiden.

Offene Fugen, Wassersäcke und rinnenartige Querschnitte, aus denen das Wasser nicht ablaufen kann, sind zu vermeiden. Zum Zweck der Unterhaltung müssen alle Teile des Querschnittes zugänglich sein. Bei der Querschnittsausbildung ist auf die Nietbarkeit und die Möglichkeit, die Niete zu erneuern, Rücksicht zu nehmen.

Weiter ist zu bedenken, daß sich die einzelnen Stäbe eines Trägers bei zweiwandiger Ausbildung der Gurtungen in den Abmessungen in der Quer- richtung der Brücke beeinflussen; die Füllungsstäbe bestimmen die Abstände der Wandungen der Gurtungen oder umgekehrt die Abstände der Wandungen der Gurtungen die Abmessungen der Füllungsstäbe senkrecht zur Brückenachse.

Die zweckmäßigsten Querschnitte für die Gurte und Füllungsstäbe werden im folgenden eingehend behandelt werden.

β) Gurtquerschnitte.

Bevor auf die Ausbildung der Gurtquerschnitte im einzelnen eingegangen wird, sind noch einige allgemeine Gesichtspunkte zu erörtern.

I. Die Spannkkräfte in den einzelnen Gurtstäben sind mit wenigen Ausnahmen bei fast allen Trägerarten voneinander sehr verschieden. Es handelt sich nun darum, diesen Spannkkräften Querschnitte anzupassen, die wenigstens annähernd voll ausgenutzt werden, ferner des guten Aussehens wegen ungefähr gleiche Höhen aufweisen und deren Schwerpunktslagen keine große Verschiedenheit zeigen.

II. Es ist anzustreben, die Höhe der Gurtquerschnitte nach Möglichkeit einzuschränken, da bei den steifen Knotenpunktverbindungen mit der Höhe

der Querschnitte die Nebenspannungen wachsen. Eine angemessene Höhe für die Gurtquerschnitte erhält man nach der Formel:

$$h = l - \frac{l^2}{400} \quad (h \text{ in cm und } l \text{ in m}).$$

Hierin bedeutet l die Stützweite der Brücke.

Andererseits ist man auch an eine gewisse Höhe dadurch gebunden, daß man danach streben muß, einen großen Teil des erforderlichen Querschnittes in die Wandungen zu legen (der Grund hierfür wird später bei der Besprechung der Knotenpunktsausbildung behandelt werden), und eine übermäßig starke Anhäufung von Platten in den Wandungen zu vermeiden ist, um die Niete noch gut stauchen zu können.

Obige Formel verliert selbstverständlich ihre Gültigkeit, sobald die Stäbe an den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen zusammengeschlossen werden. Auch wird von dieser Regel sehr oft dann abgewichen, wenn die Füllungsstäbe direkt an der senkrechten Wand des Gurtquerschnittes angeschlossen werden (Abb. 291). Hierbei sind größere Wandhöhen zur Unterbringung der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete für die Füllungsglieder nötig, als bei der anderen Ausbildungsart der Knotenpunkte mit Knotenblechen nach Abb. 292. Bei letzterer Ausbildung werden die Füllungsglieder an den Knotenblechen und diese an den Gurten angeschlossen. Im allgemeinen verdient also die Ausbildung mit Knotenblechen bei großen Spannkraften in den Füllungsstäben gegenüber der anderen den Vorzug. Wenn trotzdem, namentlich in Süddeutschland, Frankreich, der Schweiz und Österreich der unmittelbare Anschluß der Pfosten und Streben an den Gurtungen auch bei großen Stützweiten der Überbauten gebräuchlich ist, so hat das seinen Grund in der einfachen Ausbildung der Knotenpunkte und in der Ersparnis an Material für die Knotenbleche.

1. Zweiwandige Querschnitte.

Obergurt.

Während früher eine große Anzahl von verschiedenen Querschnittsformen verwendet wurden, hat sich in neuerer Zeit diese Zahl sehr verringert, ja man kann sagen, daß sich für den Obergurt als Regelquerschnitt die Form nach Abb. 234 herausgebildet hat, die am besten den unter I auf Seite 103 auf-

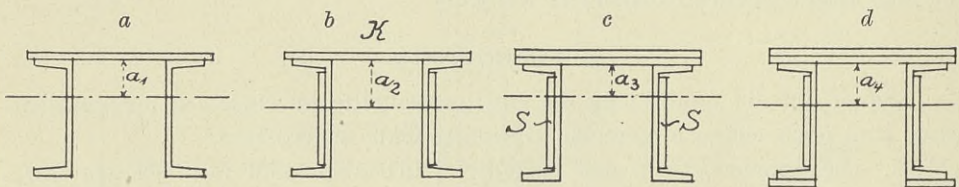


Abb. 234.

geführten Anforderungen gerecht wird. Die einfachste Ausführung dieser Form besteht aus zwei N. P. und einer Kopfplatte, welche über den ganzen Träger durchzuführen ist und nicht aus den auf Seite 98 erörterten Gründen in den Gurtstäben mit geringen Kräften durch eine Flacheisenvergitterung ersetzt werden darf. Der Grundquerschnitt wird für die Gurtstäbe mit größeren Spannkraften durch

Hinzufügen von seitlichen Platten S , weiteren Kopfplatten K und auch wohl durch Flacheisen an den unteren Flanschen der \square -Eisen verstärkt (Abb. 234 a bis d).

Sehr häufig findet man bei ausgeführten Brücken die Verstärkung des Grundquerschnittes lediglich durch Hinzufügen von Kopfplatten bewirkt. Dies ist entschieden aus einem später bei der Besprechung der Knotenpunkte näher zu erörternden Grunde zu vermeiden, wenigstens in dem Falle, daß die Kräfte zweier aufeinander folgenden Gurtstäbe stark voneinander abweichen. Die Verstärkung ist in diesem Falle auch in die Wandungen zu legen.

Gemittelte Schwerachse aller Gurtstäbe.

Entsprechen z. B. die oben dargestellten Querschnitte den in den Stäben $O_1—O_4$ (Abb. 235) herrschenden Spannkraften, so müßten, streng genommen,

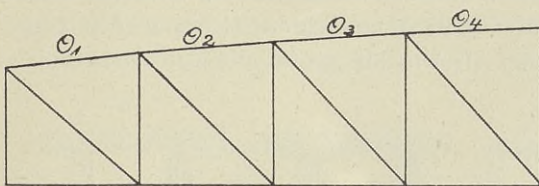


Abb. 235.

diese Querschnitte gemäß der Regel, nach der die Schwerlinien der Querschnitte mit den Netzlinien zusammenfallen sollen, eingefügt werden. Hierdurch würden sich in den Knotenpunkten Absätze ergeben, da die Schwerpunktsabstände a

von der Unterkante der Kopfplatten bei allen vier Querschnitten verschieden sind. Diese Absätze würden erstens für das äußere Ansehen der Brücken unvorteilhaft sein, dann aber auch konstruktive Schwierigkeiten dadurch verursachen, daß den Absätzen entsprechende Futterstücke an den Stoßdeckungen eingefügt werden müßten. Man verfährt nun ganz allgemein so, daß man aus den Schwerpunktsabständen das arithmetische Mittel a_m bildet und die Unterkante der Kopfplatten durchgehend in diesen Abstand von den Netzlinien legt. In der Regel werden die Streben in die Schnittpunkte der Senkrechten mit dieser gemittelten Schwerlinie eingeführt. Bei großer Verschiedenheit der Schwerpunktslage in den Gurtstäben ist es auch zu empfehlen, jede Strebe in den Schnittpunkt der Senkrechten mit der gemittelten Schwerpunktslage der beiden zugehörigen Gurtstäbe einzuführen.

Da die \square -Eisen nur bis zu einer Höhe von 30 cm gewalzt werden, so ist man bei Stützweiten über 40 bis 45 m in der Regel schon gezwungen, statt der

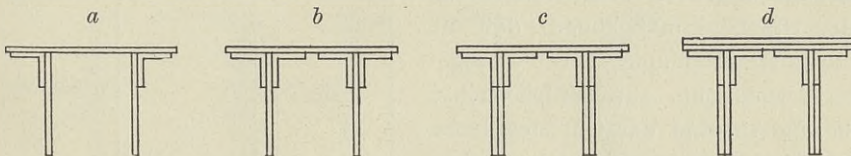


Abb. 236.

\square -Eisen Stegbleche und Winkeleisen zu verwenden. Abb. 236 zeigt einen Querschnitt ohne untere Winkel. Hierbei darf die Höhe des Stegbleches höchstens gleich dem 15fachen seiner Stärke \perp der Schenkellänge des Winkels sein. Die hier bei den verstärkten Querschnitten angewandten inneren Winkel werden deshalb von vielen Konstrukteuren vermieden, weil die Knotenbleche, die sich

auf die innere Fläche der Stegbleche legen, auf jeden Fall bis zur Unterkante der Kopfplatten reichen und die inneren Winkel auf irgend eine Weise über diese hinweggeführt werden müssen. In Abb. 237 ist eine recht gebräuchliche, zweckmäßige Querschnittsform dargestellt. Der in der Abb. 238 gezeichnete Querschnitt wird schon sehr erheblichen Spannkraften gerecht. Bei sehr großen

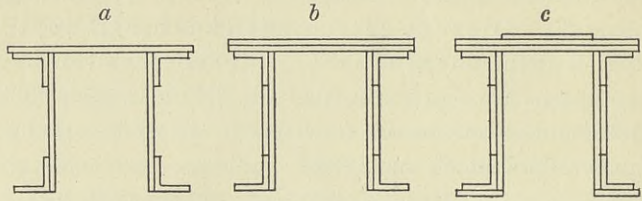


Abb. 237.

Spannkraften wird man sogar bei diesem Querschnitt innere Winkel nicht vermeiden können. Die Querschnitte sind selbstverständlich auch darauf zu untersuchen, ob sie in senkrechter und wagerechter Richtung die vorgeschriebene Knicksicherheit besitzen. Als Knicklänge für die Knicksicherheit in

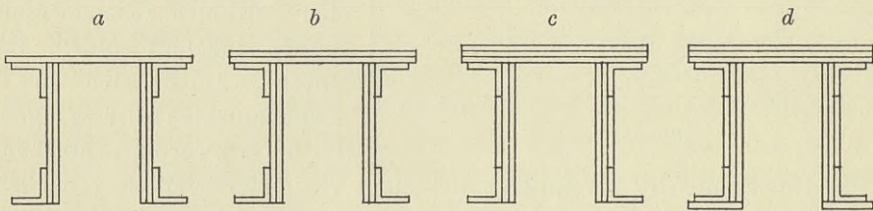


Abb. 238.

senkrechter Richtung ist die Knotenpunktsentfernung, in wagerechter Richtung dagegen der Abstand der Punkte des Obergurtes einzuführen, die gegen den wagerechten Verband festgelegt sind. Diese Punkte fallen in der Regel mit den Knotenpunkten zusammen, es kommen aber auch Ausnahmen vor, wie aus den Abb. 239 a u. b zu ersehen ist, in denen eine Ansicht eines Hauptträgers und der Grundriß des oberen Windverbandes dargestellt sind.

Für den Abstand der Wandungen ist nicht sowohl die Rücksicht auf ein genügend großes Trägheitsmoment, als der Umstand maßgebend, daß die Querschnittsausdehnung der Füllungsmitglieder senkrecht zur Brückenachse durch den Abstand der Gurtstegbleche bedingt wird, und außerdem bei hohen Querschnitten mit großen Knotenblechen die Ausführbarkeit einer guten Veranietung an den Knotenpunkten gewährleistet sein muß. Zweckmäßige Größen für den Abstand gibt die Formel:

Für mittlere Stützweiten: $b = h - 0,1 L$ (b und h in cm, L in m)

Für große Stützweiten: $b = h - 0,2 L$ (b und h in cm, L in m).

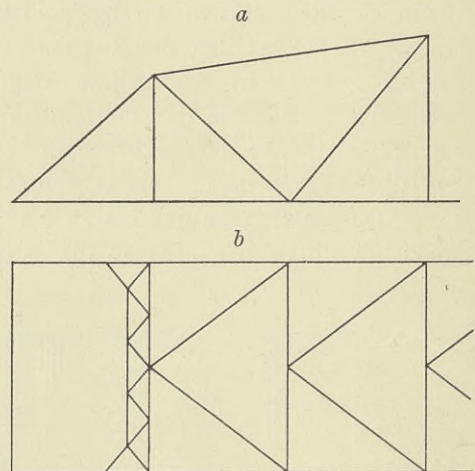


Abb. 239.

Für den $\overline{\text{TE}}$ -förmigen Querschnitt genügt die Kopfplatte allein nicht, um den Querschnitt als ein einheitliches Ganzes für die ganze Stablänge zusammenzufassen. Wenigstens in den Drittelpunkten zwischen zwei Knotenpunkten ist eine Aussteifung der beiden Wände durch ein senkrechtliches Blech, das an den Stegblechen durch je einen Winkel angeschlossen wird, und durch ein wagerechtes Flacheisen, das an den unteren Flanschen je drei Niete befestigt wird, notwendig. Abb. 240

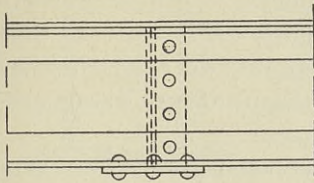


Abb. 240.

stellt die Ansicht einer Gurtung mit dieser Aussteifung dar. Bei sehr hohen Gurten empfiehlt sich eine durchgehende Vergitterung der unteren Seite und in Abständen von 1,5 m eine Aussteifung der Wände nach der Abb. 240.

Der früher sehr oft angewandte H -förmige Querschnitt (Abb. 241 u. 242) wird neuerdings nur noch wenig ausgeführt, weil auf jeden Fall bei

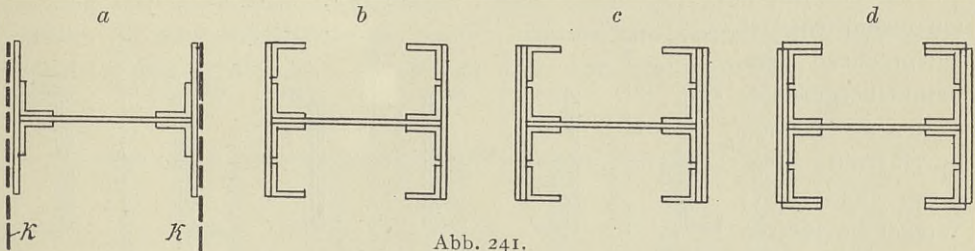


Abb. 241.

den wagerechten Teilen des Obergurtes ein durchgehendes, die beiden Wandungen verbindendes Blech wegen der Rostgefahr durch stehenbleibendes Wasser zu vermeiden und durch eine Vergitterung zu ersetzen ist. Nun hat aber eine Vergitterung den oben erwähnten Nachteil, daß sie die Knicksicherheit nicht in dem Maße gewährleisten kann wie ein zusammenhängendes Blech. Bei diesem Querschnitt, dessen Grundform in Abb. 241 a dargestellt ist, werden die Knotenbleche *K* am zweckmäßigsten nach außen gesetzt. Die Verstärkung läßt sich auf die in den Abb. 241 b bis d und 242 a bis c gezeigte Weise zur Ausführung bringen. Noch ein weiterer Nachteil dieses Querschnittes besteht

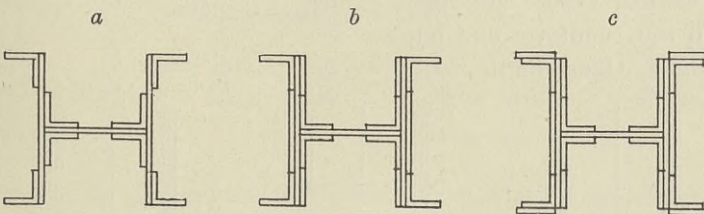


Abb. 242.

besteht darin, daß sich die Knotenbleche eines oberen Windverbandes nicht in der günstigen Weise wie beim $\overline{\text{TE}}$ -Querschnitt anschließen lassen, wo sie auf die oberen Kopfplatten gelegt werden. Auch bietet die Ausbildung der Stoßdeckungen und der Knotenpunkte weit mehr Schwierigkeiten als beim $\overline{\text{TE}}$ -förmigen Querschnitt. Jedoch ist der Vorteil, daß die Schwerpunktslage unveränderlich ist, nicht zu verkennen.

Untergurt.

Bei den einfachen Balkenbrücken wird der Untergurt hauptsächlich auf Zug beansprucht, nur bei größeren Stützweiten kommen in den Endgliedern auch geringe Druckkräfte infolge der Wind- und Bremskräfte vor. Es läßt sich also nichts gegen einen Querschnitt einwenden, der aus zwei symmetrischen Hälften besteht, die nur an einigen Stellen durch Verbindungen zusammengefaßt werden.

Für Überbauten mit geringer Stützweite ist zweckmäßig ein Querschnitt mit zwei Γ -Eisen in der Grundform zu verwenden. Die Verstärkung erfolgt durch Auflegen

von Platten auf die Stege und Flansche, wie aus Abb. 243 zu ersehen ist.

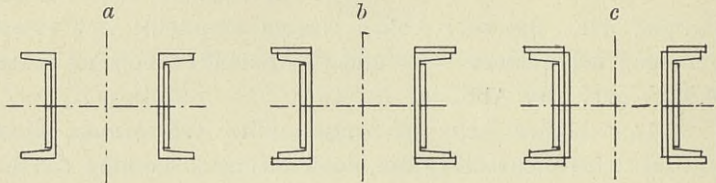


Abb. 243.

Bei größeren Querschnitten ist entsprechend dem beim Obergurt Gesagten das Γ -Eisen durch ein Stegblech und zwei Winkel zu ersetzen (Abb. 244). Bei den in den Abb. 243

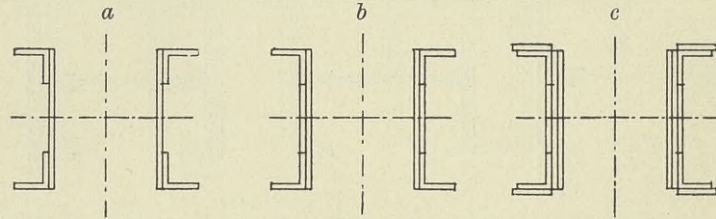


Abb. 244.

u. 244 dargestellten Querschnitten ändert der Schwerpunkt seine Lage nicht, ein Umstand, der für diese Querschnitte spricht. Bei tiefliegender Fahrbahn ist zum Anschluß der Querträger ein Aufschlitzen der Stegbleche der letzteren zum Durchtritt des wagerechten Schenkels des oberen inneren Winkels der Gurtung erforderlich, was jedoch kaum als Nachteil bezeichnet werden kann (Abb. 245). Auch der in Abb. 246 in Grundform und mit Verstärkungen gezeigte Querschnitt wird häufig verwendet.

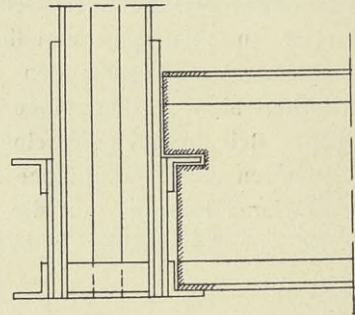


Abb. 245.

Auf jeden Fall ist hier eine durchgehende untere Platte, die beide Gurthälften verbindet, wegen der

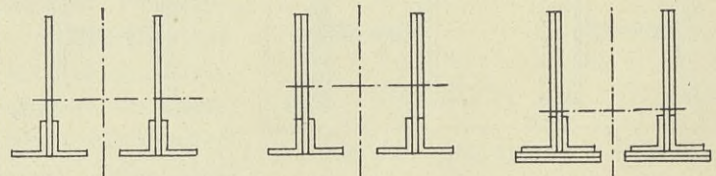


Abb. 246.

Rostgefahr durch Wasser, das in der Rinne stehenbleiben kann, zu vermeiden. Man hat allerdings häufig eine durchgehende Platte verwendet und diese mit Löchern zum Abfluß des Wassers versehen (Abb. 247). Jedoch hat

sich diese Maßnahme als nicht ausreichend zur Beseitigung der Rostgefahr erwiesen. Für größere Spannkraften empfiehlt sich der in der Abb. 248 dargestellte Querschnitt. Bei den beiden zuletzt aufgeführten Querschnitten ist ebenso wie beim Obergurt eine derartige Verstärkung anzustreben, daß keine zu großen Abweichungen von der Schwerpunktslage des Grundquerschnittes eintreten.

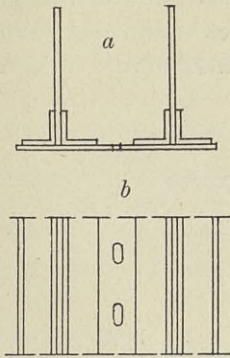


Abb. 247.

Die Verbindung der beiden Teile der Querschnitte erfolgt in den Drittelpunkten zwischen den Knotenpunkten durch wagerechte Flacheisen auf der oberen und unteren Seite des Querschnittes, die auf jeder Seite mit mindestens drei Nieten anzuschließen sind. Vorteilhaft ist eine weitere Zusammenfassung der beiden Gurthälften durch senkrechte Aussteifungen nach der in Abb. 240 dargestellten Anordnung. Erhalten die Gurte

in den letzten Feldern am Auflager durch Wind- und Bremswirkung Druckkräfte, so sind Vergitterungen an der unteren und oberen Seite des Querschnittes und Absteifungen der Wände nach Abb. 240 angezeigt.

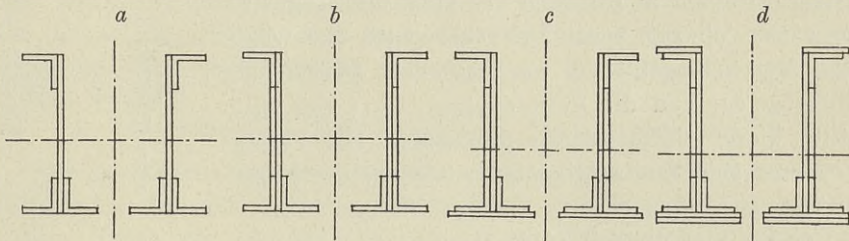


Abb. 248.

Auch in der sogenannten Hutform (Abb. 249) ist der Untergurtquerschnitt häufig ausgebildet worden. Ein Nachteil, den man gegen die Verwendung dieses Querschnittes anführen kann, besteht darin, daß man den für die Pfosten

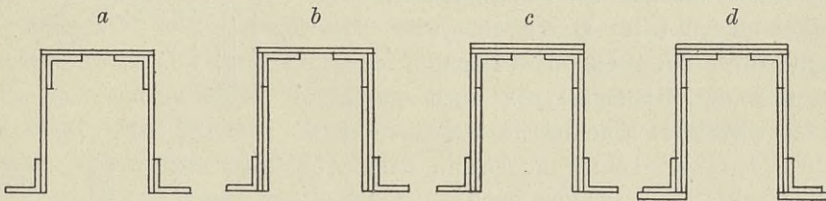


Abb. 249.

beliebten Querschnitt in I-Form nicht wie bei den vorher behandelten Querschnitten in den Querschnitt hineinführen kann und infolgedessen größere Knotenbleche erforderlich sind.

2. Einwandige Gurtquerschnitte.

Bei der einwandigen Ausbildung erhält der Unter- und Obergurt die gleiche Querschnittsform. Die nachfolgenden Betrachtungen gelten daher für beide Gurte.

Für kleine Stützweiten genügt der aus zwei Winkeln gebildete Kreuzquerschnitt (Abb. 250a). Seine Verstärkung erfolgt zweckmäßig durch Anwendung stärkerer Winkel (Abb. 250b) als im Grundquerschnitt und durch Hinzufügen von Flacheisen nach Abb. 250c, aber nicht durch Anordnung zweier weiterer Winkel, wodurch gerade der Vorteil dieses Querschnittes, daß er

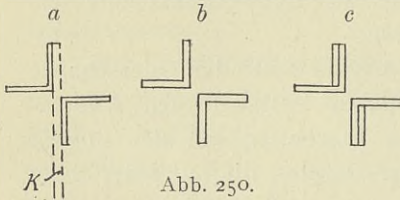


Abb. 250.

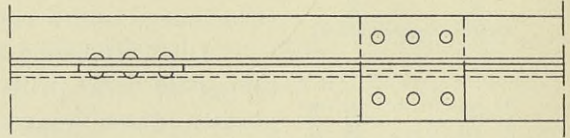


Abb. 251.

keine Fugen aufweist, verloren geht. Die Winkel sitzen zu beiden Seiten des Knotenbleches *K*. Die Verbindung beider Winkel erfolgt durch wagerechte und senkrechte Flacheisen nach Abb. 251, und zwar bei den gedrückten Stäben in einem solchen Abstände, daß der Querschnitt als ein einheitlicher angesehen werden kann. Nach Versuchen von Tetmajer soll für gedrückte Stäbe, die aus zwei Winkeln gebildet werden, der Abstand der Verbindungen höchstens gleich dem 50fachen des kleinsten Trägheitsradius eines Winkels sein. Die senkrechten und wagerechten Verbindungsbleche werden auch zweckmäßig zusammengelegt und die Entfernungen $< 50 i$ von Mitte zu Mitte dieser Verbindungen gerechnet. Die Verbindungsbleche sind mit drei Nieten an jedem der beiden Winkel anzuschließen.

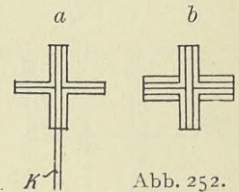


Abb. 252.

Der aus vier Winkeln (Abb. 252 a u. b) gebildete Kreuzquerschnitt ist auf jeden Fall so auszubilden, daß zwischen den senkrechten Schenkeln ein Flacheisen angeordnet wird, an dessen Stelle an den Knotenpunkten das Knotenblech tritt. Durch äußere Laschen wird der Stoß des Flacheisens und des Knotenbleches nach Abb. 253 gedeckt. Eine offene Fuge zwischen den senkrechten Schenkeln nach Abb. 254, die von Knotenblech zu Knotenblech reicht und nur durch Verbindungsbleche dann und wann unterbrochen wird, ist wegen der Rostgefahr und der Schwierigkeit für die Unterhaltung zu vermeiden. Der aus vier Winkeln gebildete

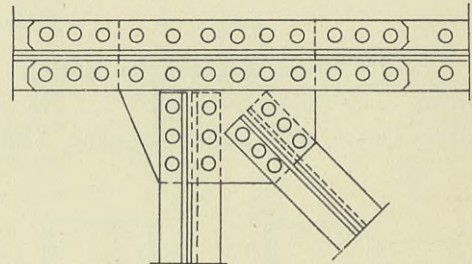


Abb. 253.

Querschnitt läßt sich nur in geringem Maße durch Flacheisen verstärken, die auf die wagerechten Schenkel gelegt werden (Abb. 252b).

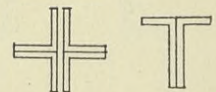


Abb. 254. Abb. 255.

Der **T**-förmige Querschnitt besteht in der einfachsten Form aus einem gewalzten **T**-Eisen. Da dies jedoch nur in sehr beschränkten Abmessungen hergestellt wird, so muß man bei größeren Kräften zu zwei Winkeleisen, am besten zu ungleichschenkligen Winkeleisen greifen, deren längere Schenkel

senkrecht gestellt werden (Abb. 255). Die Verstärkung wird durch Flacheisen, die auf die wagerechten Schenkel gelegt werden, bewirkt. Dieser Querschnitt eignet sich nur für den Fall, daß in den Füllungsstäben geringe Kräfte auftreten und daher ihre Anschlüsse ohne Knotenbleche unmittelbar an den senkrechten Schenkeln der Winkel erfolgen können. Für größere Stützweiten ist allgemein der in Abb. 256 dargestellte Querschnitt in Gebrauch. In den Abb. 256 b bis e sind die Verstärkungen dieses Querschnittes gezeichnet. Übersteigt die Höhe des Stegbleches außerhalb der oberen Winkel nicht den 15 fachen Betrag seiner Stärke, so ist ein Falten des Stegbleches bei gedrückten Stäben nicht zu befürchten, und es sind deshalb untere Saumwinkel nicht erforderlich. Diese Annahme liegt der Ausbildung des Querschnittes in Abb. 256

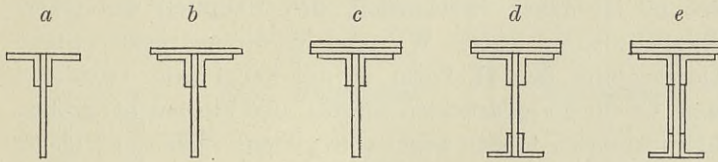


Abb. 256.

zugrunde. Die unteren Winkel in d u. e sind Verstärkungsteile. Werden Saumwinkel notwendig, so sind diese nach Möglichkeit mit zur Kraftaufnahme heranzuziehen.

Hinsichtlich des Überstandes der oberen wagerechten Kopfplatten über den Winkelrand gilt das bei der Abhandlung über die Ausbildung der Gurtungen der Blechträger Gesagte (s. S. 72).

3. Allgemeines über die Ausbildung der Gurtquerschnitte.

Das geschickte Anpassen der Gurtquerschnitte an die Spannkkräfte ist namentlich für den nicht geübten Konstrukteur eine zeitraubende Arbeit, die sich aber durch die hierdurch erzielte Materialausnutzung bezahlt macht. Unter Beachtung der im Vorstehenden gegebenen Regeln für die Breite und Höhe des Querschnittes nehme man für die kleinste Gurtspannkraft einen der aufgeführten Grundquerschnitte an und verstärke diesen für die anderen Gurtstäbe den in ihnen herrschenden Kräften entsprechend durch Hinzufügen von Platten und Winkeln so, daß das Material wenigstens annähernd ausgenutzt wird. Dies wird in der Regel nicht beim ersten Versuch gelingen, man wird vielmehr erst durch öfteres Probieren mit anderen Winkelprofilen und Plattenstärken und anderweitiger Verteilung der hinzukommenden Teile, oft auch durch Wahl eines anderen Grundquerschnittes für die einzelnen Gurtstäbe passende Querschnitte erzielen.

Da geringere Winkelprofile als $70 \cdot 70 \cdot 10$ und schwächere Bleche als von 8 mm, besser sogar als von 10 mm Stärke zu vermeiden sind, ferner die Höhe des Stegbleches über den ganzen Gurt durchgeführt und z. B. auch bei gedrückten Obergurtstäben eine durchgehende Kopfplatte angeordnet werden soll, so wird häufig der Grundquerschnitt bedeutend stärker gewählt werden müssen, als es die Stabkraft erfordert.

Man wähle die Stärken der Bleche und Winkel eines Querschnittes nicht sehr verschieden von einander. Gleiche Stärken sämtlicher einzelnen Teile eines Querschnittes erleichtern die Stoßanordnung und die Ausbildung der Knotenpunkte.

Als Anhalt für die Wahl der Winkelprofile diene folgende Angabe. Bei Stützweiten der Brücke von 20 bis 40 m nehme man Winkel von 8 bis 10 cm Schenkelbreite, von 40 bis 60 m Winkel von 11 bis 13 cm Schenkelbreite und für Stützweiten über 60 m Winkel von 14 bis 16 cm Schenkelbreite.

Die Stärke der einzelnen Bleche schwankt zwischen 0,8 und 2,0 cm.

γ) Querschnitte der Füllungsglieder.

1. Ausbildung der Füllungsglieder bei zweiwandiger Gestaltung der Gurtquerschnitte.

Die Füllungsstäbe werden, wie bereits früher erwähnt worden ist, entweder unmittelbar an den Wandungen der Gurtungen oder mittels Knotenbleche angeschlossen. Es ist daher zweckmäßig, den Hauptteil des Querschnittes in die Anschlußebenen zu legen. Während für die gedrückten Stäbe der Gurtungen die Querschnitte der $\overline{\text{I}}$ -Form in der Regel sehr reichliche Knicksicherheit besitzen, ist für die gedrückten Streben und Pfosten bei großen Längen und großen Druckkräften in der Regel eine geringe Zugabe an Querschnitt über das durch die Druckfestigkeit bedingte Maß hinaus zur Erlangung der vorgeschriebenen Knicksicherheit nicht zu umgehen, es ist aber Aufgabe einer geschickten Durchbildung der Querschnitte, diese Zugabe auf ein Geringstes zu beschränken. Die Verwendung von Normalprofilen in I - und C -Form ist nach Möglichkeit anzustreben, um an Nietarbeit zu sparen. Bei zusammengesetzten Querschnitten ist die Anzahl der einzelnen Teile zu beschränken.

Streben.

Für gedrückte Streben wird in der Regel der I -Querschnitt verwendet, dessen Flansche sich an die inneren Gurtungswandungen oder an die Innenseiten der Knotenbleche legen. Die Normalprofile eignen sich wegen ihrer sehr geringen Flanschbreiten und der sich daraus ergebenden schlechten Anschlußmöglichkeit nicht gut, dagegen sind die breitflanschigen Differdinger und Burbacher Spezialprofile zu empfehlen. Außerdem besitzen diese Profile gegenüber den Normalprofilen den Vorteil größerer Trägheitsmomente, namentlich auch in bezug auf die Achse des Steges. Erfordern große Druckkräfte und Längen

große Trägheitsmomente, so wird der Querschnitt zweckmäßig aus einem Stegblech und vier ungleichschenkligen Winkeln zusammengesetzt, deren kurze Schenkel an dem Stegblech angeschlossen werden

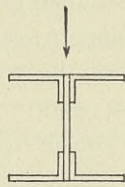


Abb. 257.

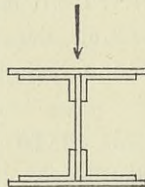


Abb. 258.

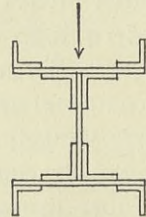


Abb. 259.

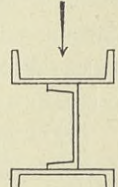


Abb. 260.

gesetzt, deren kurze Schenkel an dem Stegblech angeschlossen werden (Abb. 257).¹⁾ Sehr große Trägheitsmomente erzielt man durch die in Abb. 258 u. 259 dargestellten Querschnitte. Hierhin gehört auch der aus drei C -Eisen nach Abb. 260 gebildete Querschnitt, der nur zwei Nietreihen erfordert. Bei

¹⁾ Der Pfeil bedeutet die Richtung senkrecht zur Brückenachse.

sehr großen, in den Hauptträgererebenen gemessenen Breiten der in den Abb. 257 bis 259 dargestellten Querschnitte sind zur Sicherung der von den Stegen entfernt liegenden Teile in Abständen von 1,2 bis 1,5 m Aussteifungen ähnlich der in Abb. 240 wiedergegebenen anzuordnen.

Da die Stegbleche und die an ihnen liegenden Schenkel der Winkel sehr wenig zu dem Trägheitsmoment in bezug auf die Achse des Steges beitragen, so erfordern diese Querschnitte meistens eine Materialzugabe. Von vielen Konstrukteuren werden daher für gedrückte Stäbe mit großen Druckkräften die Γ -förmigen Querschnitte bevorzugt, die mit den Stegen entweder unmittelbar an den Außenseiten der Gurtwandungen oder den Außenseiten der Knoten-

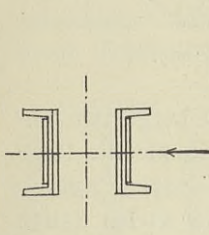


Abb. 261.

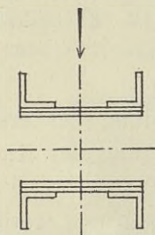


Abb. 262.

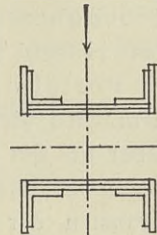


Abb. 263.

bleche angeschlossen werden. In der einfachsten Form besteht der Querschnitt aus zwei Γ -Eisen, die auch durch Auflegen von Flacheisen auf die Stege verstärkt werden können (Abb. 261). Zur Erzielung größerer Träg-

heitsmomente wird der Querschnitt nach Abb. 262 ausgebildet. Da des guten Aussehens wegen darauf gehalten wird, daß die Füllungsglieder gegenüber den Gurtungen zurücktreten, so dürfen sie nicht zu breit ausgeführt werden, und es ist deshalb oft zur Erzielung eines ausreichenden Trägheitsmomentes eine Verstärkung durch Hinzufügen von Flacheisen auf den abstehenden Winkelschenkeln erforderlich (Abb. 263). Beide Hälften der zuletzt behandelten Querschnitte müssen natürlich miteinander verbunden werden, und zwar nach den auf Seite 99 angegebenen Regeln.

Diese Vergitterungen erfordern viel Material, können aber dem Querschnitt erfahrungsgemäß nicht die Sicherheit verleihen wie ein volles durchgehendes Blech. Es ist deshalb den in den Abb. 257 bis 260 dargestellten Querschnitten der Vorzug zu geben.

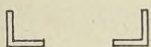
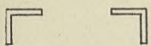


Abb. 264.

Ein Querschnitt, der bei verhältnismäßig geringem Materialaufwand ein sehr großes Trägheitsmoment besitzt, ist der aus vier Winkeln bestehende Querschnitt, die die Ecken eines Rechtecks bilden (Abb. 264). Zur Erzielung genügender Knicksicherheit und damit die Spannkraft sich einigermaßen gleichmäßig auf die vier

Winkel verteilt, ist eine Vergitterung auf allen vier Rechteckseiten erforderlich. Der hierdurch verursachte Materialaufwand und der Umstand, daß trotz der Vergitterung eine gleichmäßige Belastung der vier Winkel mit Sicherheit nicht erreicht werden kann, beeinträchtigt die Brauchbarkeit des Querschnittes. Man verwendet ihn nur bei Stäben, die eine kleine Druckkraft erleiden, aber infolge sehr großer Länge ein großes Trägheitsmoment erfordern.

Für gezogene Streben finden die im Vorstehenden behandelten Γ - und Γ -förmigen Querschnitte mit der Maßgabe Verwendung, daß alle lediglich zur Erzielung einer hinreichenden Knicksicherheit getroffenen Vorkehrungen in

Fortfall kommen. Die \square -förmigen Querschnitte für gezogene Streben werden in Abständen von 2 bis 3 m zwischen den Knotenpunkten durch Flacheisen, die mit drei Nieten an jedem Flansch anzuschließen sind, verbunden. Für geringe Zugkräfte wird zweckmäßig ein \square -Eisen oder ein aus Stegblech und zwei Winkeleisen zusammengesetzter \square -Querschnitt verwendet.

Bei Parallelträgern mit abgeschägten Enden, sogenannten Trapezträgern, herrscht vielfach der Gebrauch, den Endschrägstab D_1 (Abb. 265) nicht als Strebe, sondern als Gurtstab hinsichtlich der Querschnittsusbildung zu behandeln. Es wird empfohlen, namentlich in dem Falle, daß in der Ebene von D_1 ein Windportal liegt, dem Stab D_1 einen \square -förmigen Strebenquerschnitt zu geben, der weit besser als ein \square -förmiger Obergurtstab die Portalkräfte aufnehmen kann. Außerdem wird die Ausbildung des ersten Obergurtknotenpunktes erleichtert, worüber bei der Besprechung der Knotenpunkte die Rede sein wird.

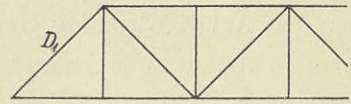


Abb. 265.

Pfosten. An den Pfosten der Balkenbrücken werden in vielen Fällen die Querträger angeschlossen. Hierzu eignet sich nur der \square -förmige Querschnitt, der mit den Flanschen an den Wandungen der Gurte oder an den Knotenblechen angeschlossen wird und an dessen einer Flanschseite der Querträger seine Befestigung findet. (Breitflanschtige Differdinger \square -Eisen und Querschnitte nach Abb. 257 bis 259.) Der Steg des Querschnittes gewährleistet die Übertragung der Auflagerkraft des Querträgers auf die ganze Querschnittsfläche. Auch der Grund spricht für den \square -förmigen Querschnitt, daß man bestrebt sein muß, zur Aussteifung des Knotenpunktes einen der am Knotenpunkt zusammenlaufenden Stäbe mit durchgehendem Quersteg auszubilden und diesen Steg zwischen den Gurtwandungen bis zur Kopfplatte durchzuführen, wozu sich der Pfosten wegen der Nietteilung in der Gurtung am besten eignet.

2. Ausbildung der Querschnitte der Füllungsstäbe bei einwandigen Gurtquerschnitten.

Streben.

Für die Streben empfiehlt sich der aus zwei Winkeln (Abb. 266 u. 267) und aus vier Winkeln (Abb. 268) gebildete Kreuzquerschnitt. Der in der Abb. 266 wiedergegebene Querschnitt ist in der Ansicht schmaler und daher günstiger für ein gutes Aussehen als der in Abb. 267 dargestellte Querschnitt. Bei dem aus vier

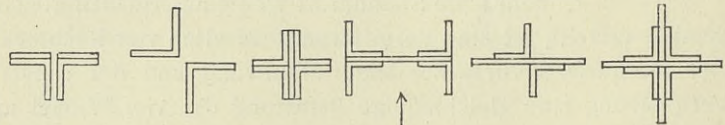


Abb. 266. Abb. 267. Abb. 268. Abb. 269. Abb. 270. Abb. 271.

Winkeln gebildeten Querschnitt stößt das zwischen den Winkeln liegende Flacheisen gegen das Stegblech der Gurtung oder gegen das Knotenblech und wird durch Laschen, die auf den Winkelschenkeln liegen, besonders angeschlossen. Auch die in den Abb. 269 bis 271 wiedergegebenen Quer-

schnitte findet man häufig. Der H -förmige Querschnitt (Abb. 269) liegt gegen den I -förmigen Strebenquerschnitt bei der doppelwandigen Ausbildung der Gurtungen um 90° gedreht, stößt also mit dem Stegblech gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech. Das Stegblech wird durch besondere Laschen angeschlossen. Die in den Abb. 270 u. 271 wagerecht liegenden Flacheisen stoßen ebenfalls gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech.

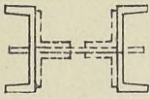


Abb. 272.

Diese Querschnitte eignen sich für gezogene und gedrückte Streben. Werden große Trägheitsmomente erforderlich, so ist vor allen anderen der in Abb. 269 dargestellte Querschnitt mit ungleichschenkligen Winkelisen, deren lange Schenkel vom Steg abstehen, am Platze. Auch durch den H -förmigen Querschnitt (Abb. 272) lassen sich große Trägheitsmomente erzielen. Er ist gegen den gleichen Querschnitt bei

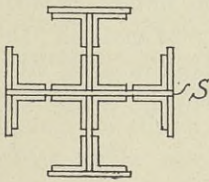


Abb. 273.

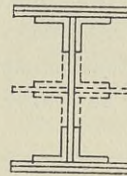


Abb. 274.

der doppelwandigen Ausbildung der Gurtungen um 90° gedreht, stößt also in den gestrichelten Linien gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech. Der Anschluß des Querschnittes erfolgt durch besondere Winkelisen, die in der Abb. 272 gestrichelt dargestellt sind. Über die Verbindung beider Querschnittshälften und die Bewertung des Querschnittes gilt das bei der Erörterung des entsprechenden Querschnittes bei der doppelwandigen Ausbildung der Gurtungen Gesagte.

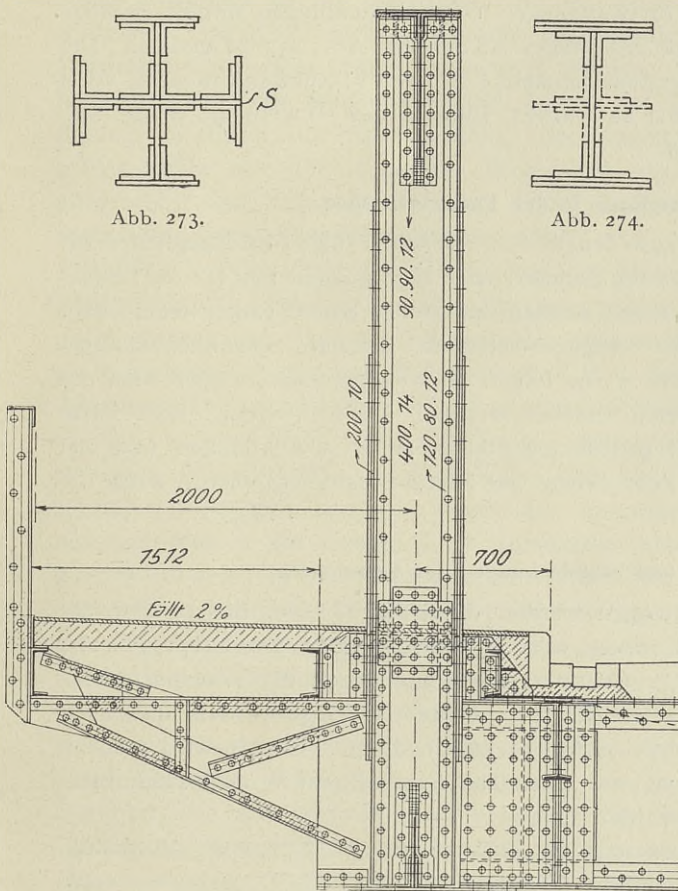


Abb. 275.

Ein sehr großes Trägheitsmoment erhält man durch Anwendung des in Abb. 273 dargestellten kreuzförmigen Querschnittes, der sehr häufig für die erste Schräge D_1 eines Trapezträgers von großer Stützweite (Abb. 265) ausgeführt ist. Das durchgehende Stegblech S stößt gegen die Gurtwandung oder das Knotenblech. Nur dies Stegblech mit den an ihm liegenden Winkeln wird in der Regel zur Übertragung der Druckkraft ausgenutzt, während der übrige Teil der Erreichung der vorgeschriebenen Knicksicherheit

und im Falle, daß ein Windportal in der Ebene von D_1 liegt, zur Aufnahme der Windkräfte dient.

Pfosten.

Für die Pfosten eignen sich alle Strebenquerschnitte. Muß auf den Querträgeranschluß gerücksichtigt werden, so sind solche Querschnitte, in die hinein das Stegblech des Querträgers geführt oder an denen das Querträgerstegblech mittels Winkel befestigt werden kann, zu verwenden. Hierhin gehören die aus zwei oder vier Winkeln gebildeten Kreuzquerschnitte nach Abb. 267 u. 268 und der in der Abb. 273 wiedergegebene Querschnitt

Bei tiefliegender Fahrbahn und bei oben offenen Brücken (Abb. 275) müssen die Pfosten durch ihre Biegezugfestigkeit die Quersteifigkeit der oberen Gurtungen gewährleisten. In diesem Falle gibt man den Pfosten zweckmäßig den in Abb. 274 dargestellten Querschnitt, dessen Steg senkrecht zur Hauptträgerebene liegt und über die Gurtwandungen oder Knotenbleche mittels Schlitze geführt wird. Der Anschluß des Steges ist aus der Abb. 275 zu ersehen. Die auf den abstehenden Winkeleisenschkeln liegenden Flacheisen brauchen nicht über den ganzen Stab geführt zu werden, sondern nur so weit, als es die auftretenden Momente erfordern.

f) Nietteilung in den Fachwerkstäben.

Die einzelnen Teile, aus denen die Gurtstäbe und Füllungsglieder zusammengesetzt sind, müßten nach rechnerischen Erwägungen nur für die Druckstäbe fest miteinander verbunden werden, um sie zu einem einheitlichen, dem Bestreben des Ausknickens entgegnetretenden Ganzen zusammenzufassen. Um dem Wasser den Eintritt in die Fugen zu wehren, müssen aber auch die gezogenen Stäbe mit Heftnieten versehen werden. Die Entfernung dieser Niete wählt man in der Regel bei gedrückten Stäben zu dem Achtfachen und bei gezogenen Stäben zu dem Zehnfachen des Nietdurchmessers (vergl. auch die Abhandlung auf S. 18).

g) Stöße und Stoßdeckungen der Gurtungen.

Die Stöße in den Gurtungen werden durch die Länge, bis zu der die einzelnen Teile des Querschnittes ohne Überpreis oder überhaupt gewalzt werden, ferner durch die Längenabmessungen, die durch die Transportmittel, wie Eisenbahnwagen, Schiffe und Landfuhrwerke festgelegt werden, und auch durch Rücksichten auf leichte Ausführbarkeit bedingt. So z. B. wird man an den Knotenpunkten, in denen zwei Gurtstäbe unter einem Winkel zusammenstoßen, die Stegbleche in der Regel stoßen, da man im anderen Falle das Stegblech aus einem größeren Blech, das in der Abb. 276 punktiert angegeben ist,

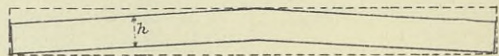


Abb. 276.

herstellen oder den Knick durch hochkantiges Biegen im warmen Zustande eines Bleches von der Höhe h zurichten muß. Beide Arten der Bearbeitung sind teuer und zeitraubend, man zieht ihnen die Anordnung eines Stoßes vor. Schließlich sind auch die Hebe- und Versatzkrane auf den Brückenbaustellen

von bestimmendem Einfluß auf die Länge der anzuliefernden Stücke. Beim Bau einzelner kleiner Brücken wird man bestrebt sein, handliche Stücke zu erhalten, da sich die Errichtung großer Krane nicht lohnt. Im allgemeinen werden die Stöße, die sich aus der Walzlänge der einzelnen Querschnittsteile ergeben, auch mit den Stößen, die der Transport und die Möglichkeit einer guten Handhabung auf der Baustelle bedingen, zusammenfallen. Die Entfernung dieser Stöße schwankt zwischen 8 und 12 m. Selbstverständlich muß man bestrebt sein, die auf der Baustelle zu schlagenden Niete nach Möglichkeit einzuschränken, nicht allein im Interesse der Billigkeit, sondern auch wegen einer besseren Ausführung. Man wird daher z. B. beim Transport mittels Schiff in Erwägung ziehen, ob nicht mit Vorteil die Stöße, die auf der Baustelle vernietet werden, in solche Entfernung voneinander gelegt werden, daß zwischen ihnen noch ein Stoß, der im Werk zu nieten ist, angeordnet werden kann. Während es für die Stöße, die im Werk genietet werden, nicht erforderlich, sogar oft nicht erwünscht ist, daß die Stöße der einzelnen Querschnittsteile an einer Stelle angeordnet werden, ist es für die Stöße, deren Vernietung auf der Baustelle erfolgt, wegen der Einfachheit der Zusammenfügung vorteilhaft, die Unterbrechung aller Querschnittsteile an ein und derselben Stelle eintreten zu lassen. Wenigstens aber muß ein Montagestoß so ausgebildet sein, daß die gestoßenen Teile ohne Mühe in die richtige Lage zueinander gebracht werden können. Man muß sich deshalb bei der konstruktiven Durchbildung des Stoßes über den Montagevorgang klar sein. Die Balkenträger werden fast ausnahmslos so montiert, daß zunächst die Untergurte ausgestreckt, dann die Füllungsstäbe aufgestellt und schließlich die Obergurte aufgebracht werden. Während man also beim Untergurt die einzelnen Untergurtstäbe von der Seite oder von oben oder schließlich durch Einschieben in der Längsrichtung des Überbaues aneinanderfügen kann, können die einzelnen Obergurtstäbe in dem Falle, daß sie im fertig vernieteten Querschnitt zur Baustelle kommen, wegen des Vorhandenseins der Füllungsglieder nur von oben in die richtige Lage zueinander gebracht werden. Die Stöße werden entweder in den Knotenpunkten selbst oder neben den Knotenpunkten angeordnet. Konstruktive Gründe und Rücksichten auf die Montage entscheiden die Wahl der einen von beiden Anordnungen. Bei der Besprechung von Knotenpunktsbeispielen wird hiervon noch die Rede sein. Zunächst sollen nur solche Stöße behandelt werden, die neben den Knotenpunkten liegen und in keinem Zusammenhang mit ihnen stehen. Sehr häufig findet man in sonst guten Entwürfen Stöße und Knotenpunkte in der Rechnung und baulichen Durchbildung recht stiefmütterlich behandelt. Beides sind aber äußerst wichtige Glieder der Konstruktion, und es muß ihnen stets große Aufmerksamkeit geschenkt werden. Vor allem gehört hierher auch eine ausführliche und übersichtliche Berechnung. Man verfährt bei der Berechnung der für die Stoßdeckung erforderlichen Nietanzahl nach zwei Arten folgendermaßen:

a) Man schreibt für jeden einzelnen Teil des Querschnittes seinen Flächeninhalt auf, für die gezogenen Stäbe natürlich mit dem entsprechenden Nietabzug und rechnet diese Flächeninhalte bei einseitiger Deckung und für den Fall, daß die Abschertragskraft die Nietanzahl bestimmt, einfach in Nietquer-

schnitte um. Unter Berücksichtigung des Umstandes, daß die zugelassene Scherbeanspruchung der Niete in der Regel, so auch nach den preußischen Vorschriften nur $\frac{9}{10}$ der zugelassenen Druck- und Zugbeanspruchung der Stäbe beträgt, ergibt sich die einfache Formel für die Nietanzahl $n = \frac{10 f}{9 \pi d^2}$, in der

f den Inhalt des betreffenden Einzelteiles des Querschnittes und d den Durchmesser des Nietes bedeutet. Bei zweiseitiger Stoßdeckung der einzelnen Teile und für den Fall, daß hierbei der Druck in der Lochleibung für die Nietanzahl maßgebend ist, lautet die Formel: $n = \frac{10 f}{18 \cdot d \cdot \delta}$, in der δ die Blechstärke bedeutet. Diese Formel ergibt sich aus der Betrachtung, daß der Lochleibungsdruck den doppelten Wert der zugelassenen Scherbeanspruchung annehmen darf (vergl. hierüber auch S. 24 u. 25).

β) Bei der Umrechnung des Stabquerschnittes in Nietquerschnitte wird stillschweigend die Annahme gemacht, daß der Stabquerschnitt vollständig oder doch annähernd ausgenutzt ist. Trifft dies nicht zu und will man anderseits nicht an Nieten über die erforderliche Anzahl zugeben, so müssen die auf die einzelnen Teile f des Querschnittes F entfallenden Anteile der ganzen Spannkraft ausgerechnet werden. Ist σ die im Querschnitt herrschende Spannung, so gibt das Produkt $\sigma \cdot f$ die auf einen Querschnittsteil entfallende Spannkraft, und man erhält unter der Annahme, daß für einschnittige Vernietung die Scherbeanspruchung und für zweiseitige Vernietung der Lochleibungsdruck die Nietanzahl bestimmen, mittels der Formeln $n = \frac{\sigma \cdot f}{\pi d^2}$ bzw. $n = \frac{\sigma \cdot f}{d \cdot \delta \cdot \sigma_a}$

die erforderliche Anzahl Niete. In diesen Formeln bedeutet σ_a die zugelassene Scherbeanspruchung und σ_l den zulässigen Druck in der Lochleibung. Im allgemeinen ist die zweiseitige Stoßdeckung nach Abb. 277 der einseitigen vorzuziehen, weil bei der einseitigen Stoßdeckung stets ein Moment $P \cdot p$ (Abb. 278)

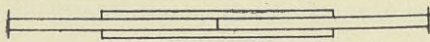


Abb. 277.

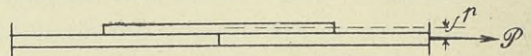


Abb. 278.

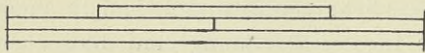


Abb. 279.

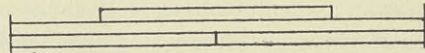


Abb. 280.

entsteht, das eine Zusatzbeanspruchung in der Verbindung hervorruft. Jeder Teil, der gestoßen wird, soll nach Möglichkeit durch unmittelbar auf ihm liegende Bleche (Abb. 279) gedeckt werden, jedoch läßt sich die mittelbare Stoßdeckung nicht immer vermeiden (Abb. 280). Für den Stoß der Kopfplatten und Winkel gilt das auf S. 83 bis 85 Gesagte.

Im folgenden sind einige Stoßanordnungen dargestellt. Im Querschnitt sind die deckenden Teile punktiert angegeben.

In der Abb. 281 ist der Stoß eines Γ -förmigen Obergurtquerschnittes veranschaulicht. Der Stoß der Kopfplatten ist als versetzter Stoß ausgebildet, die Stoßplatten für die Stege der Γ -Eisen liegen an den Innenseiten, die der senkrechten Flacheisen auf den Außenseiten der Wandungen. Besondere Laschen decken den Stoß der Flanche der Γ -Eisen. Die gestoßenen

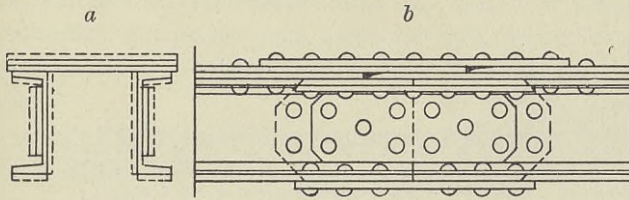


Abb. 281.

Teile lassen sich bei dieser Anordnung nur in der Werkstatt bequem zusammenfügen. Soll der Stoß ein Montagestoß sein, so muß der Stoß der unteren Kopfplatte so

weit nach rechts verschoben werden, daß er mit dem Stoß der Γ -Eisen zusammenfällt. In diesem Falle kann der linke Teil durch Einschieben von oben mit dem rechten Teil in Verbindung gebracht werden.

Die Stoßdeckung des Hutquerschnittes (Abb. 282) wird zweckmäßig in folgender Weise bewirkt. Die Stegblechstöße werden durch innen liegende Flacheisen gedeckt, gegen welche die inneren Winkel und Flacheisen s sich totlaufen. Die sich hier ergebenden Stoßstellen werden durch ein Winkel-eisen bzw. durch ein Flacheisen gedeckt. Der Kopfplattenstoß wird nicht versetzt, sondern, wie aus der Abb. 282b zu ersehen ist, an einer Stelle angeordnet und beiderseitig gedeckt. Die Stoßdeckung der äußeren Winkel

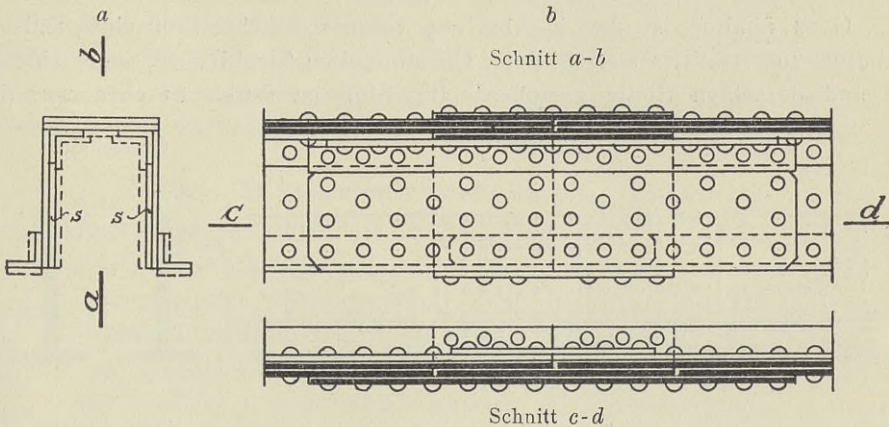


Abb. 282.

erfolgt durch zwei Flacheisen. Außerdem empfiehlt es sich, die Stoßfuge der Stegbleche auf der äußeren Seite des Aussehens wegen zu decken. Der Stoß eignet sich ebenso für die Baustelle wie für die Werkstatt.

Eine zweckmäßige Anordnung eines kräftigen Untergurtquerschnittes in der Γ -Form ist in der Abb. 283 zur Darstellung gebracht.

Die doppelten Stegbleche 830 · 14 werden nicht versetzt, sondern an einer Stelle gestoßen und der Stoß beiderseitig durch unmittelbar anliegende Flacheisen von denselben Abmessungen gedeckt. Gegen die außen liegende Stoß-

lasche laufen sich die Winkel und das zwischen ihnen liegende Beiblech $520 \cdot 14$ tot. Die hier entstehenden Stöße werden ihrerseits wieder durch Winkel- bzw. Flacheisen gedeckt.

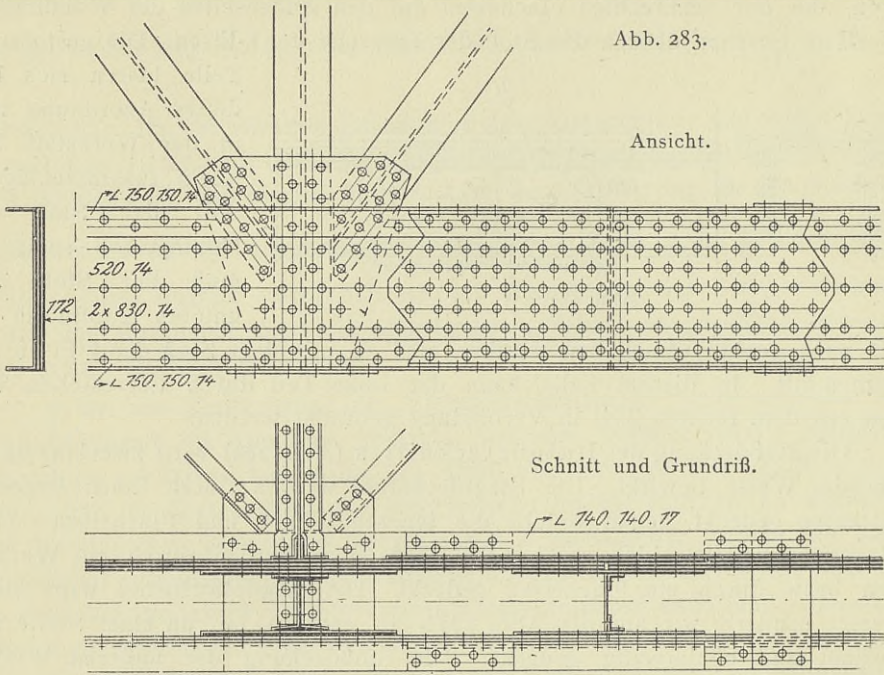
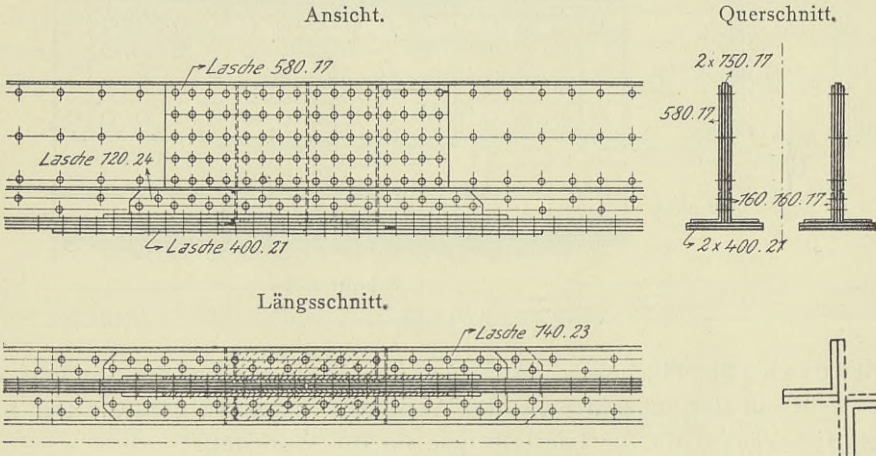


Abb. 283.

Ansicht.

Schnitt und Grundriß.

Ganz ähnlich ist der in Abb. 284 veranschaulichte Stoß eines anderen Untergurtquerschnittes ausgebildet. Die doppelten Stegbleche $750 \cdot 17$ sind an ein und derselben Stelle gestoßen. Ihr Stoß ist durch Laschen von den



Ansicht.

Querschnitt.

Längsschnitt.

Abb. 284.

Abb. 285.

gleichen Abmessungen $750 \cdot 17$ gedeckt, gegen die sich von beiden Seiten die Beibleche $580 \cdot 17$ und die Winkeleisen $160 \cdot 160 \cdot 17$ totlaufen. Die hier entstehenden Stöße werden durch Laschen $580 \cdot 17$ bzw. durch die beiden Flach-

eisen $120 \cdot 24$ und $140 \cdot 23$ gedeckt. Der Stoß der beiden wagerechten Platten $400 \cdot 21$ ist versetzt angeordnet. Der Stoß kann ebenso gut auf der Baustelle wie in der Werkstatt ausgeführt werden.

Die Stoßdeckungen der einwandigen Gurtquerschnitte werden nach denselben Gesichtspunkten behandelt. Der Stoß des aus zwei Winkeln bestehenden Querschnittes wird am besten durch ein sich über beide senkrechte Schenkel erstreckendes Flacheisen und zwei auf den wagerechten Schenkeln liegende Laschen gedeckt. Die deckenden Teile sind in der Abb. 285 gestrichelt angegeben.

Abb. 286a u. b gibt den Stoß eines T-förmigen Querschnittes wieder. Der Stoß des Stegbleches ist durch beiderseitige, über die ganze Höhe des Steg-

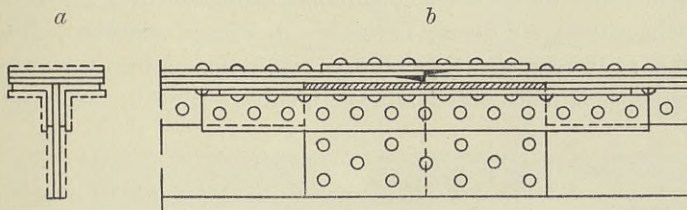


Abb. 286.

bleches reichende Laschen gedeckt. Die Winkel werden gegen diese Decklaschen geführt und mittels Deckwinkel miteinander verbunden. Die beiden Kopfplatten werden an ein und derselben Stelle gestoßen und durch beiderseitige Laschen gedeckt.

Die Füllungsglieder erhalten nur bei sehr großen Längen Stöße. Die Stoßdeckung erfolgt nach den im Vorstehenden aufgeführten Gesichtspunkten.

Die Entfernung der Niete in den Deckteilen ist nach Möglichkeit einzuschränken, also im allgemeinen nicht über $3,0 \cdot d$ zu wählen, um an Länge für die Decklaschen und Winkel zu sparen. Im übrigen sind alle im Abschnitt III angegebenen Regeln zu beachten.

h) Knotenpunktsausbildung.

In den Knotenpunkten laufen die Netzlinien des Trägers zusammen. Mit den Netzlinien decken sich die Schwerlinien der für die einzelnen Stäbe gewählten Querschnitte, wobei für die Gurtungen die bei der Abhandlung über die Ausbildung dieser Teile angeführten Besonderheiten für die Schwerpunktlage zu beachten sind. Es genügt jedoch nicht allein, daß die Netzlinien sich mit den Schwerlinien in der Ansicht des Trägers decken, sondern sämtliche Schwerpunkte müssen in ein und dieselbe Ebene fallen. Hiernach sind auch alle im Vorstehenden angegebenen Querschnitte ausgebildet worden. So wäre z. B. eine Anordnung nach Abb. 287, bei der der Schwerpunkt der Gurtung und der an ihr angeschlossenen Strebe *D* nicht in eine Ebene fallen, zu verwerfen, da hierdurch Biegungsbeanspruchungen senkrecht zur Trägerebene hervorgerufen würden.

Die Verbindung der einzelnen Stäbe im Knotenpunkt erfolgt entweder durch feste Vernietung oder durch Bolzengelenke. Letztere Ausbildungsweise ist in Deutschland sowie auch in den meisten europäischen Ländern verlassen

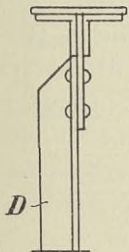


Abb. 287.

worden, und es wird ihr die feste Verbindung der Stäbe in den Knotenpunkten durch Vernietung vorgezogen. In Amerika hat man jedoch bis vor kurzem die Verbindung in den Knotenpunkten ausschließlich durch Bolzengelenke ausgeführt, und erst in neuester Zeit findet man auch feste Vernietungen. Die Amerikaner führen für die Bolzenverbindungen erstens ins Feld, daß sie den rechnerischen Annahmen reibungsloser Gelenke besser Rechnung tragen als feste Vernietungen, dann aber auch, daß sie den Zusammenbau der Brücken sehr erleichtern. Diesen Vorteilen stehen aber ganz erhebliche Nachteile gegenüber. Die Gelenkbrücken müssen beim Reißen eines einzigen Stabes, sei es durch Überanstrengung, sei es infolge Gegenprallens eines entgleisten Fahrzeuges, unweigerlich einstürzen, dagegen können Brücken mit fester Vernietung in den Knotenpunkten in diesem Falle durch die Knotenpunktssteifigkeit dem Einsturz widerstehen. Diese Behauptung ist durch Tatsachen bewiesen worden. Die kürzlich eingestürzte Quebec-Brücke, die Gelenkbolzenverbindungen besaß, wurde durch Versagen eines einzigen Gliedes vollständig vernichtet. Die Abb. 288 zeigt

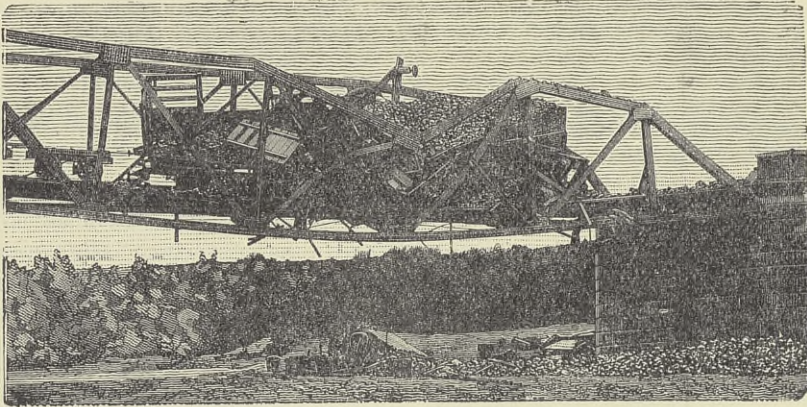


Abb. 288.

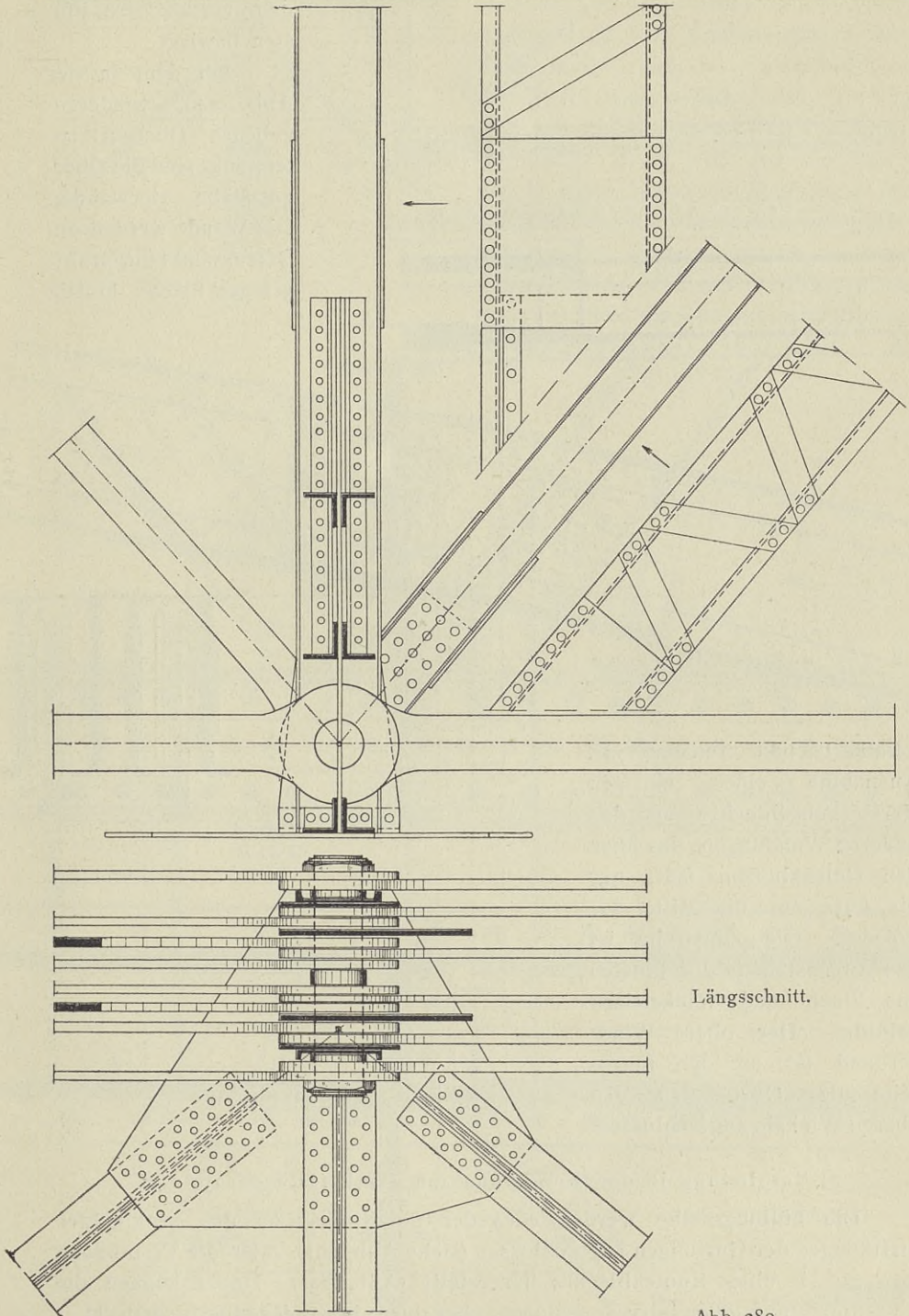
als Gegenbeispiel eine Brücke mit festen Nietverbindungen in den Knotenpunkten, die durch eine Zugentgleisung derart beschädigt wurde, daß ein Obergurtstab brach und trotzdem noch der Belastung durch die Fahrzeuge standhielt.*) Dann erfordern die Bolzengelenkverbindungen außerordentlich peinliches Herstellen der Bolzenlöcher. Die geringste Abweichung im Durchmesser der Löcher der einzelnen Glieder eines Stabes verursacht eine ungleichmäßige Spannungsverteilung und kann sogar einzelne Glieder ganz aus der Teilnahme an der Kräfteaufnahme ausschalten. Schließlich spricht der Umstand sehr gegen die Anwendung der Bolzengelenkverbindungen, daß sie eine sachgemäße Verstärkung der einzelnen Stäbe so gut wie ausschließen. Dies ist auch der Grund, weshalb in Amerika zu schwache Brücken nicht verstärkt, sondern ausgewechselt werden.

α) Verbindung in den Knotenpunkten durch Gelenkbolzen.

Bei der großen Bedeutung des amerikanischen Brückenbaues erscheint es angezeigt, auch in diesem Buche die Knotenpunktverbindungen mittels Gelenk-

*) Eisenbahnbrücke über die Saar bei Völklingen. Zentralbl. d. Bauverw. 1886, S. 126.

bolzen kurz zu betrachten. Die Abb. 289 u. 290 stellen einen Untergurt- und einen Obergurtnotenpunkt einer amerikanischen Fachwerkbrücke dar, aus denen die Besonderheiten dieser Bauweise zu ersehen sind. Abb. 289: Die Unter-

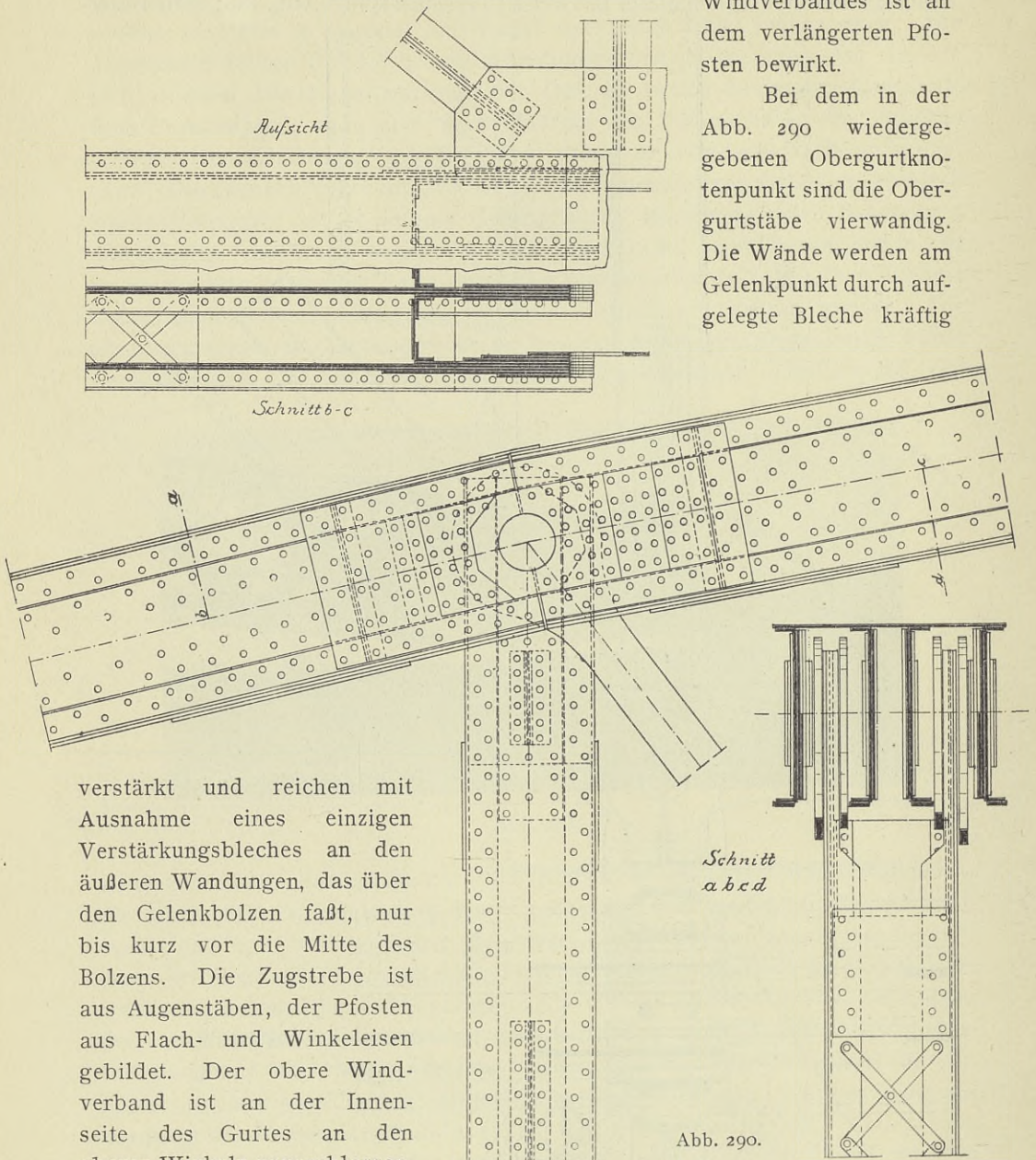


Längsschnitt.

Abb. 289.

gurtstäbe und die Zugstrebe sind aus Augenstäben, der Pfosten und die Druckstrebe aus vergitterten \square -Eisen gebildet worden. Der Anschluß des unteren Windverbandes ist an dem verlängerten Pfosten bewirkt.

Bei dem in der Abb. 290 wiedergegebenen Obergurtnotenpunkt sind die Obergurtstäbe vierwandig. Die Wände werden am Gelenkpunkt durch aufgelegte Bleche kräftig



verstärkt und reichen mit Ausnahme eines einzigen Verstärkungsbleches an den äußeren Wandungen, das über den Gelenkbolzen faßt, nur bis kurz vor die Mitte des Bolzens. Die Zugstrebe ist aus Augenstäben, der Pfosten aus Flach- und Winkeleisen gebildet. Der obere Windverband ist an der Innenseite des Gurtes an den oberen Winkeln angeschlossen.

Abb. 290.

β) Verbindung in den Knotenpunkten durch feste Vernietung.

Die Füllungsstäbe werden entweder unmittelbar an den senkrechten Wandungen der Gurtungen angeschlossen (siehe Abb. 291), oder die Verbindung wird mittels eines Knotenbleches hergestellt (Abb. 292). Dabei können die Gurtungen ungestoßen oder — gestoßen, aber durch **besondere** Bleche gedeckt —

durchgehen, so daß also der Anschluß der Füllungsglieder durch das Knotenblech an der ungestoßenen oder — gestoßenen, aber anderweitig vollständig gedeckten — Gurtung erfolgt. Es kann aber

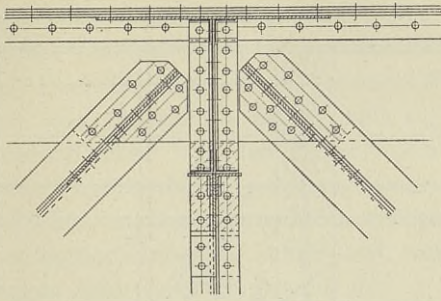
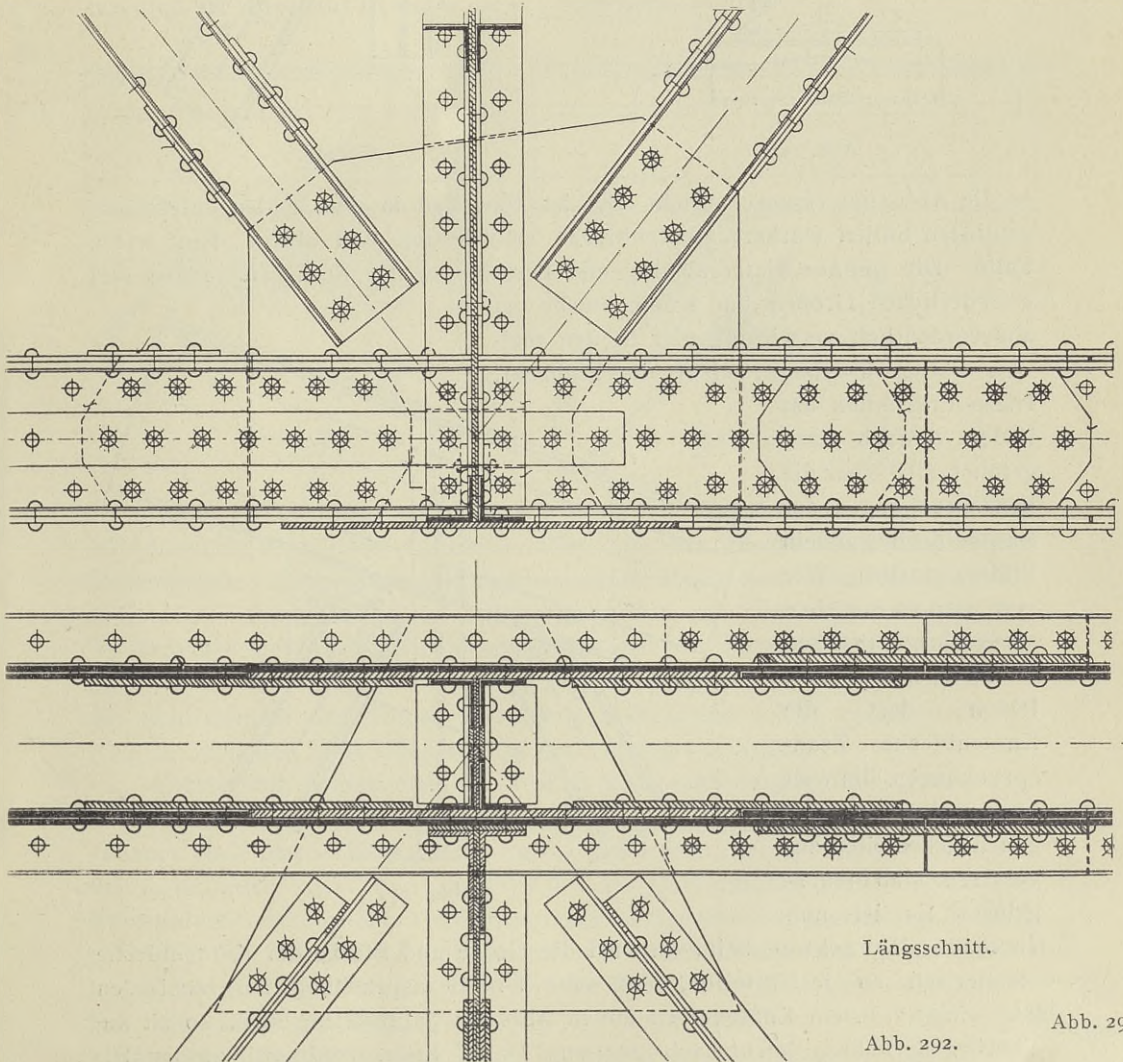


Abb. 291.

auch ein Teil der Gurtung unmittelbaren Anschluß an dem Knotenblech in dem Sinne finden, daß das Knotenblech an die Stelle dieses Teiles der Gurtung tritt, während der andere Teil durchgeht. So sind z. B. in Abb. 292 die hinter den \square -Eisen liegenden Stegbleche der Gurtstäbe an den Knotenblechen unterbrochen und mittels Laschen an ihnen angeschlossen, während die \square -Eisen ungestoßen über die Knotenbleche greifen.



Längsschnitt.

Abb. 292.

Abb. 292.

Im Knotenpunkt selbst treten also die Knotenbleche an die Stelle der hinter den \square -Eisen liegenden Stegbleche. Schließlich wird zuweilen die Anordnung auch so getroffen, daß sämtliche Stäbe am Knotenpunkt unterbrochen sind, wie

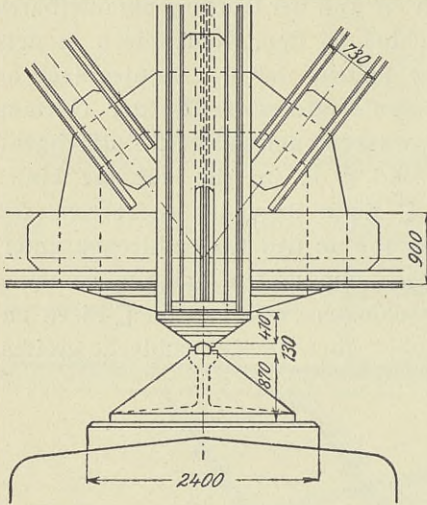


Abb. 293.

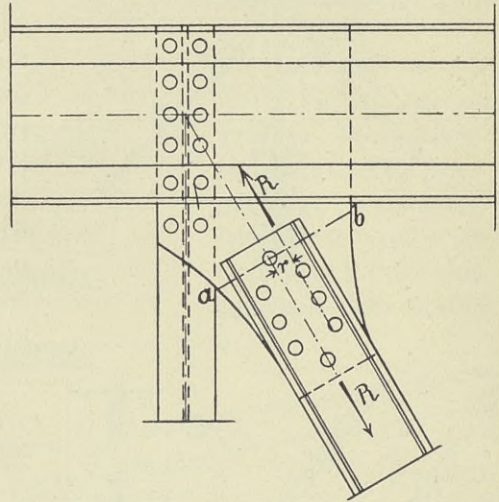


Abb. 294.

es die Abb. 293 veranschaulicht. Es ist klar, daß in den beiden zuletzt angeführten Fällen stärkere Knotenbleche erforderlich sind als in dem ersten Falle. Die **genaue** Untersuchung und Berechnung der Beanspruchungen und erforderlichen Größen der Knotenbleche ist außerordentlich verwickelt und in den meisten Fällen überhaupt nicht durchführbar.

Diese Erkenntnis hat leider vielfach dazu geführt, sich über die Beanspruchungen der Knotenbleche gar kein Bild zu machen. Wie man sich an manchen ausgeführten Brücken überzeugen kann, erleiden dort die Knotenbleche Beanspruchungen, die weit über das bei den übrigen Brückenteilen zugelassene Maß hinausgehen. Es ist nun

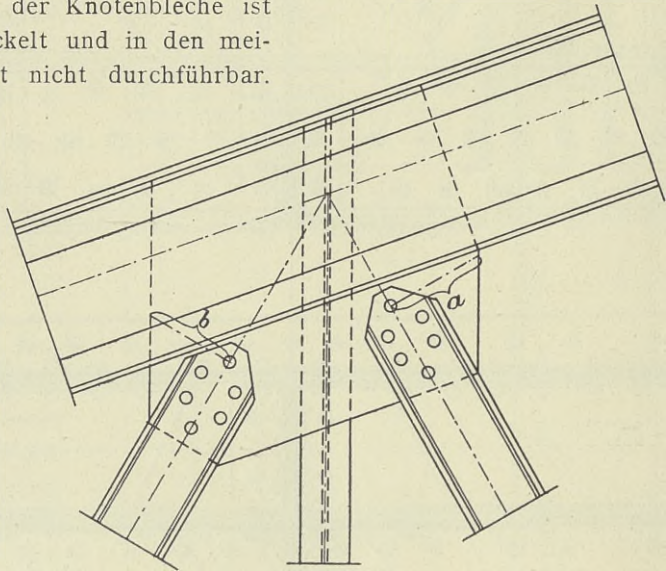


Abb. 295.

durchaus nicht schwer, beim Entwurf die Größe und Stärke der Knotenbleche rechnerisch so festzustellen, daß eine Überbeanspruchung ausgeschlossen ist. Zeigt z. B. ein Knotenblech die in Abb. 294 dargestellte Form, so ist die Überbeanspruchung leicht nachzuweisen. Das \square -Eisen werde voll ausgenutzt,

und das Knotenblech sei nicht stärker als der Steg des \square -Eisens. Der Querschnitt des Knotenbleches besitzt an der Stelle des letzten Nietes ungefähr denselben Flächeninhalt wie das \square -Eisen. Durch die reine Zugkraft R tritt also schon eine Beanspruchung des Knotenbleches bis an die zugelassene Grenze ein und durch die aus dem Moment $R \cdot r$ herrührende Biegungsspannung eine Überschreitung dieser Grenze. Durch ähnliche Betrachtungen lassen sich z. B. die Abstände a und b (Abb. 295), die die seitlichen Begrenzungen des Knotenbleches von den Schwerlinien der beiden Streben in den durch die letzten Anschlußniete gelegten Schnitten haben müssen, leicht bestimmen.

Die an dem Knotenblech anzuschließenden Füllungsglieder oder die am Knotenblech unterbrochenen und nicht anderweitig gedeckten Teile der Gurtungen müssen entsprechend der in ihnen herrschenden Spannkraft mit der Anzahl Niete angeschlossen werden, daß die zugelassene Nietbeanspruchung nicht überschritten wird. Es kann hier auf die Abhandlung über den Nietanschluß im Abschnitt III unter 2 e u. f verwiesen werden.

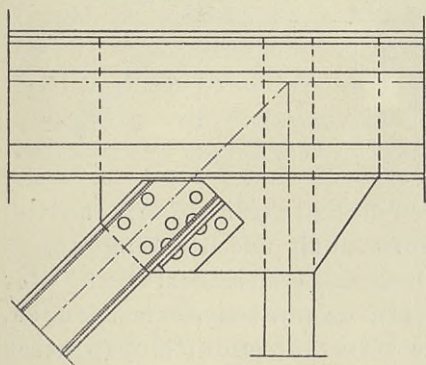


Abb. 296.

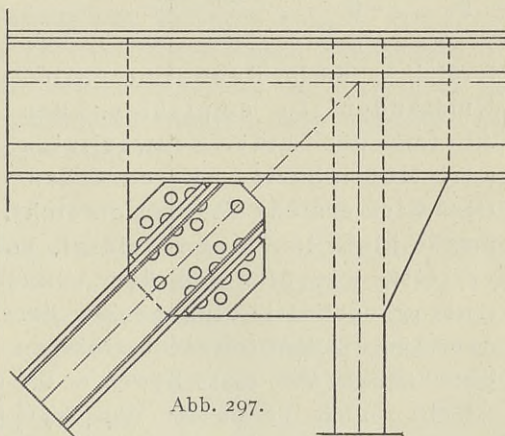


Abb. 297.

Wie bereits oben angeführt wurde, sollen die Schwerlinien der Stäbe mit den Trägernetzlinien zusammenfallen, um die infolge der Steifigkeit der Knotenpunkte auftretenden Biegungsbeanspruchungen nach Möglichkeit herabzumindern. Infolgedessen ist selbstverständlich auch danach zu streben, die Schwerachse der Anschlußniete möglichst mit der Netzlinie zur Deckung zu bringen. So ist z. B. der in Abb. 296 gezeichnete Anschluß zu verwerfen, weil die Schwerlinien des Stabes und der Anschlußniete nicht zusammenfallen. Abb. 297 dagegen zeigt einen richtig ausgebildeten Anschluß.

Sehr häufig findet man bei dem in Abb. 298a dargestellten Querschnitt einen fehlerhaften Knotenblechanschluß. Der Querschnitt besitzt neben den äußeren auch innere Winkel; hierdurch und infolge der großen Gesamtstärke der Kopfplatten rückt der Schwerpunkt des Querschnittes recht hoch. Die Knotenbleche werden nun vielfach nur bis zu den unteren Kanten der Winkel geführt. Die Resultante R , die sich aus den im Pfosten und in der Strebe herrschenden Kräften ergibt, fällt mit der Schwerlinie des Gurtes zusammen. Die Schwerlinie der Niete, durch die das Knotenblech an dem Gurt angeschlossen ist, liegt wesentlich tiefer, hier im Abstände r von der Gurtschwer-

linie (Abb. 298b). Die Folge davon ist, daß diese Anschlußniete nicht allein durch die Kraft R , sondern auch durch ein Moment $R \cdot r$ auf Abscheren beansprucht werden. Will man bei dieser Anordnung die Beanspruchung der Niete in der vorgeschriebenen Grenze halten, so ist eine recht erhebliche Anzahl Niete er-

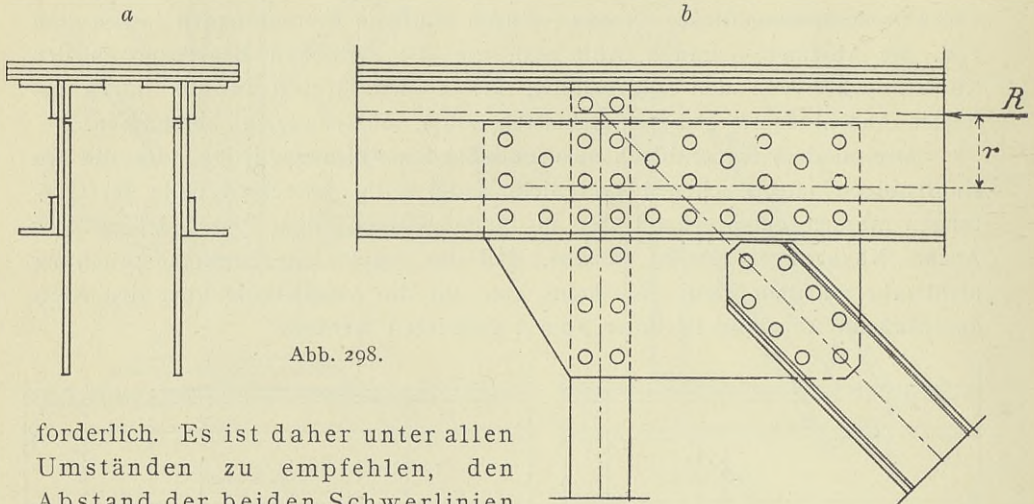


Abb. 298.

forderlich. Es ist daher unter allen Umständen zu empfehlen, den Abstand der beiden Schwerlinien nach Möglichkeit zu beschränken.

Dies wird erstens dadurch erreicht, daß man die Hauptquerschnittsmasse nicht im Kopf vereinigt, sondern auch auf die Wandungen verteilt, wie dies bei der Abhandlung über die Gestaltung der Gurtquerschnitte eingehend erörtert ist, dann aber auch dadurch, daß man die Knotenbleche bis an die Unterkante der Kopfplatten durchführt (Abb. 299). Soweit es die erforderliche Größe des Querschnittes erlaubt, sollen die inneren Winkel als Querschnittsteile in Fortfall kommen. Dagegen empfiehlt sich die Anordnung innerer Winkel innerhalb der Knotenpunkte als Anschlußwinkel, durch die das Knotenblech mit den oberen Kopf-

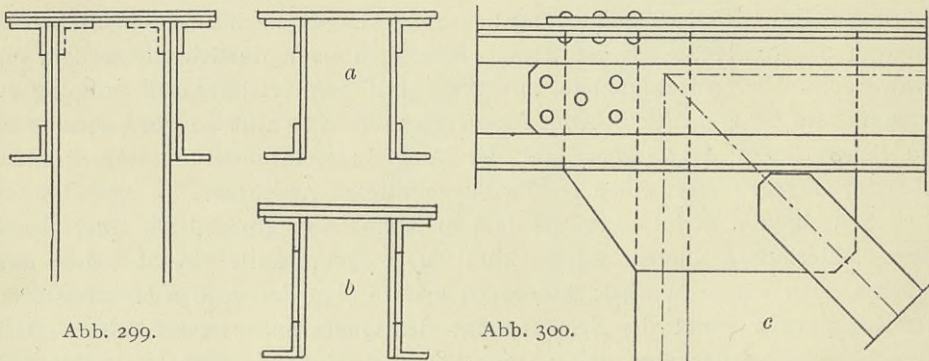


Abb. 299.

Abb. 300.

platten in Verbindung gebracht wird. Durch diese Maßnahme rückt die Schwerlinie der Anschlußniete höher hinauf. Bei einem nach diesen Regeln ausgebildeten Knotenpunkt wird der Abstand r der Schwerlinien sehr gering und damit das Moment $R \cdot r$ bedeutungslos. Ist ein Gurtquerschnitt mit inneren

Winkeln ausgebildet (Abb. 298a), so ist trotzdem das Knotenblech bis unmittelbar unter die Kopfplatten zu führen. Die inneren Winkel werden in diesem Falle mittels Keilfutter über die Knotenbleche geführt oder laufen sich von beiden Seiten an den Knotenblechen tot und werden durch besondere Deckwinkel verbunden.

In den meisten Fällen werden die Gurtquerschnitte für die Gurtstäbe links und rechts eines Knotenpunktes verschiedene Größen aufweisen. Abb. 300a stellt den Querschnitt für den linken und Abb. 300b den Querschnitt für den rechten Gurtstab dar. Da im rechnerischen Knotenpunkt der stärkere Querschnitt bereits voll zur Wirkung kommen muß, so ist es erforderlich, wenn man von der durch das Knotenblech bewirkten Verstärkung des Gurtes absieht, die Verstärkungsteile des Querschnittes des rechten Gurtstabes so weit über den rechnerischen Knotenpunkt hinauszuführen, als es die Unterbringung der erforderlichen Anzahl von Anschlußnieten bedingt (Abb. 300c).

Im folgenden sollen nun die Knotenpunktausbildungen an Beispielen besprochen werden, die wohl am meisten dazu beitragen werden, dem Leser die bei der Knotenpunktsanordnung zu beachtenden Regeln verständlich zu machen. Man achte bei den einzelnen Beispielen auf das auf S. 117 über die Anordnung von Werkstatt- und Montagestößen Gesagte, falls nicht bei der Beschreibung ausdrücklich darauf hingewiesen ist.

1. Unmittelbarer Anschluß an den Gurtwandungen.

(Abb. 301). Der Querschnitt des geraden Gurtes ist einwandig, Strebe und Pfosten haben einen aus zwei Winkeln bestehenden Kreuzquerschnitt. Die Winkel des Pfostens werden zum Zweck einer guten Aussteifung des Gurtes bis unmittelbar unter die wagerechten Schenkel der Gurtwinkel geführt und müssen zu diesem Zweck über die senkrechten Schenkel gekröpft werden. Der Gurt geht ungestoßen durch. Sein Stoß liegt zweckmäßig neben dem Knotenpunkt, weil die Stoßdeckungen im Knotenpunkt nur die Anschlüsse der Füllungsstäbe erschweren würden.

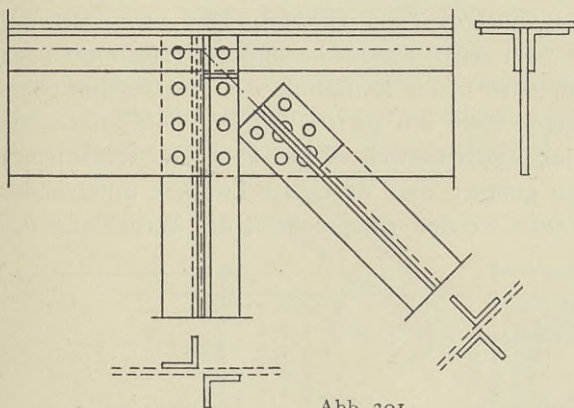


Abb. 301.

dagegen aus 2 \square -Eisen und dazwischen liegendem Flacheisen gebildet, das zweckmäßig die Stärke des Stegbleches des Gurtes erhält. Die \square -Eisen werden über das Gurtstegblech geführt, das Flacheisen stößt gegen das Stegblech und wird durch außen auf den Stegen der \square -Eisen liegende Laschen angeschlossen.

Liegt im Knotenpunkt ein Knick der Gurtung, so wird aus den bereits auf S. 116 besprochenen Gründen das Stegblech gestoßen. Schließen im Knoten-

punkt nur Streben, also keine senkrechten Pfosten an, so wird der Stoß des Stegbleches grundsätzlich in die Halbierende des Winkels gelegt. Beim Vorhandensein eines senkrechten Pfostens wird der Stoß häufig in der Mittellinie des Pfostens angeordnet, und zwar wegen der im Pfosten sitzenden Anschlußniete.

Bei scharfen Knicken werden hierbei bei gleichen Höhen der Stegbleche in der Stoßlinie Überstände des eines Bleches über das andere entstehen (Abb. 303). Diese Überstände lassen sich dadurch vermeiden, daß die Stegbleche links und rechts des Stoßes verschieden hoch ausgeführt werden. Man verfährt aber in der Regel so, daß man den unteren Überstand, der durch den

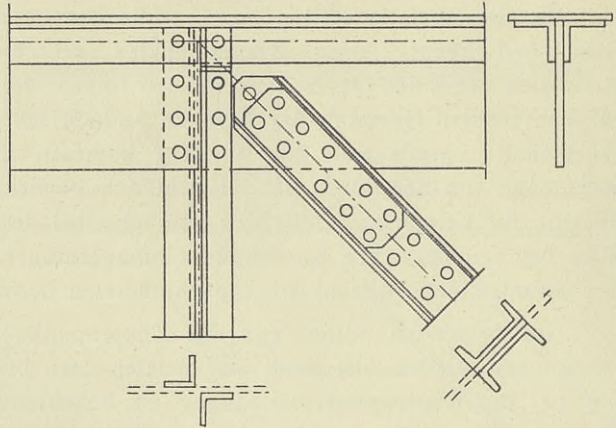


Abb. 302.

Pfosten verdeckt wird, bestehen läßt und den oberen Überstand in der Verlängerung der oberen Begrenzung des rechten Stegbleches fortnimmt, wie dies in der Abb. 304 dargestellt ist. Häufig kann man aber auch trotz des Vorhandenseins eines senkrechten Pfostens ohne Schaden für seine Anschlußniete den Stoß der Stegbleche in die Winkelhalbierende legen.

Abb. 305 zeigt einen Knotenpunkt mit geknickter Gurtung. Es sei an diesem Knotenpunkt außer dem Stoß der Stegbleche durch die Längsabmessungen auch ein Stoß aller übrigen Teile bedingt. Der Stoß soll auf der Baustelle vernietet werden. Er wird dann zweckmäßig folgendermaßen durchgebildet. Die Stegbleche werden in der Mittellinie des Pfostens gestoßen. Ihr Stoß wird durch beiderseitige, über die ganze Stegblechhöhe reichende Laschen, die die Stärke der Winkeleisen aufweisen, gedeckt. Die Winkeleisen werden gegen diese Decklaschen geführt und durch Deckwinkel miteinander verbunden. Die beiden Kopfplatten werden entsprechend der Wegnahme des

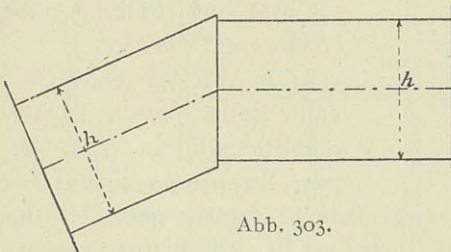


Abb. 303.

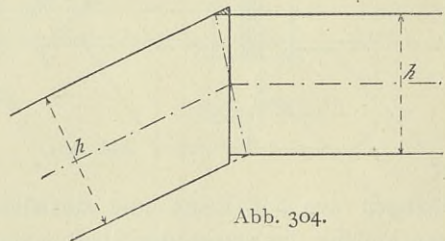


Abb. 304.

Überstandes des linken Stegbleches (Abb. 304) in geringer Entfernung links von der Mittellinie an ein und derselben Stelle gestoßen. Ihr Stoß wird durch beiderseitige Laschen gedeckt, von denen die untere, schraffiert dargestellte aus zwei Teilen besteht. Mit dem linken Gurtstab können die senkrechten Decklaschen und

Deckwinkel in der Werkstatt vernietet werden. Der rechte Gurtstab kann dann auf der Baustelle durch Einschieben von oben bequem mit dem linken Stab zusammengefügt werden. Die rechts von der Mittellinie sitzenden Niete und alle Niete in den Decklaschen der Kopfplatten sind auf der Baustelle zu schlagen.

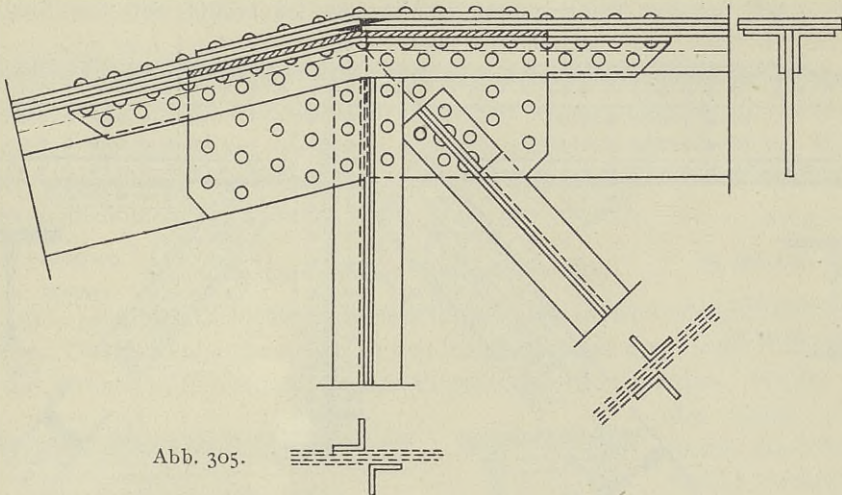


Abb. 305.

Treten in den Füllungsgliedern große Spannkkräfte auf, die viel Anschlußniete erfordern (Abb. 306), so würden bei Anordnung des Stegblechstoßes in der Mittellinie sehr lange Decklaschen notwendig werden, weil die Anschlußniete für die Füllungsstäbe neben den Nieten für die Deckung des Stegblechstoßes vorhanden sein müssen. Man sieht dann zweckmäßiger links und rechts vom Knotenpunkt je einen Stegblechstoß vor und vereinigt mit dem einen dieser Stöße einen Montagestoß (Abb. 306). In dieser Abbildung, die den Knotenpunkt einer zweiwandigen Gurtung veranschaulicht, ist links der Montagestoß angeordnet; er ist dem Stoß in der Abb. 305 ganz ähnlich. Der rechte Stoß ist ein Werkstattstoß; hier ist nur das Stegblech gestoßen und der Stoß durch beiderseitige Laschen, die unmittelbar auf dem Stegblech und auf den

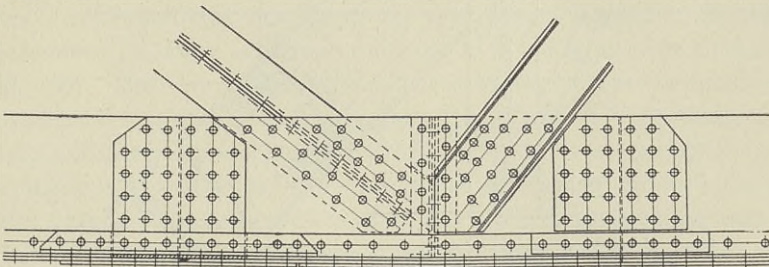


Abb. 306.

senkrechten Winkeleisenschenkeln liegen, gedeckt. In dem kurzen Stegblech zwischen den beiden Stößen liegt der Knick der Gurtung. Dieses geknickte Blech läßt sich wegen der geringen Längenabmessungen ohne große Mühe und Kosten aus einem rechteckigen Blech ausarbeiten.

2. Anordnung von Knotenblechen in den Knotenpunkten.

a) Einwandige Gurtquerschnitte.

Man unterscheidet hier zwei Arten der Knotenpunktausbildung. Bei der ersten Art (Abb. 307) tritt das Knotenblech an die Stelle des Stegbleches. Ebenso wie bei dem Knotenpunkt in Abb. 306 ist rechts nur das Stegblech

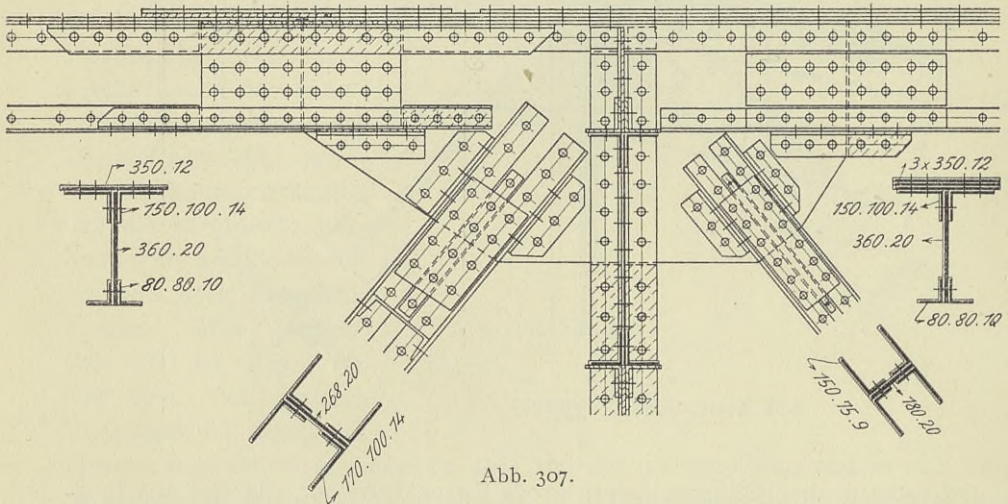


Abb. 307.

gestoßen und links ein Montagestoß angeordnet. Während rechts die Decklaschen in drei Teile geteilt sind, erstrecken sie sich links über die ganze Höhe des Stegbleches. Die Gurtwinkel laufen sich hier gegen die Decklaschen tot. Besondere Deckwinkel vermitteln ihre Verbindung bzw. ihren Anschluß an

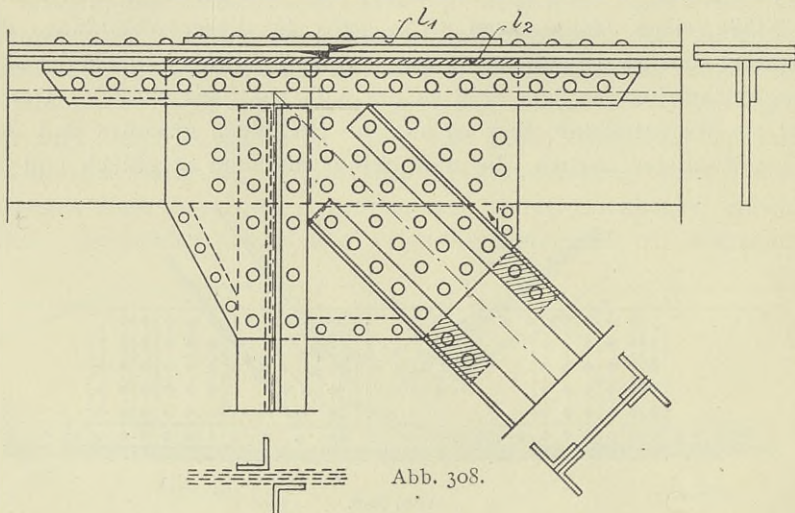


Abb. 308.

dem Knotenblech. Der linke Gurtstab zeigt eine, der rechte zwei Kopfplatten. Die Kopfplatte des linken Stabes ist unter Vermittlung eines Futters durch eine Decklasche mit der zweiten Kopfplatte des rechten Stabes verbunden. Die oberste und unterste Kopfplatte des rechten Stabes sind also als neu hin-

zutretend zu betrachten. Sie sind so weit über den Mittelpunkt hinausgeführt, daß sie in ihm schon voll wirksam sind. Der Anschluß der Streben ist klar aus der Abbildung zu ersehen.

Bei der anderen Ausbildungsweise wird je ein Knotenblech auf die beiden Seiten des Stegbleches gelegt, das bei der in Abb. 308 dargestellten Anordnung gestoßen ist. Die Gurtwinkel stoßen von beiden Seiten stumpf gegen diese Knotenbleche und sind durch Deckwinkel verbunden. Der Stoß der beiden Kopfplatten wird an ein und derselben Stelle durch die beiden Laschen l_1 und l_2 gedeckt. Das Stegblech des \llcorner -förmigen Strebenquerschnittes wird zwischen den beiden Knotenblechen bis gegen das Gurtstegblech und die vier Winkel werden mittels Keilfutter auf die Knotenbleche geführt. Der Zwischenraum der beiden Knotenbleche wird durch einen Saum geschlossen.

b) Zweiwandige Gurtquerschnitte.

Abb. 309. Sämtliche Teile der Gurtung sollen im Knotenpunkt einen Stoß erhalten. Die Knotenbleche liegen an den Innenseiten der Stegbleche, die ebenso wie die Winkel in der Mittellinie des Pfostens gestoßen werden. Wollte man

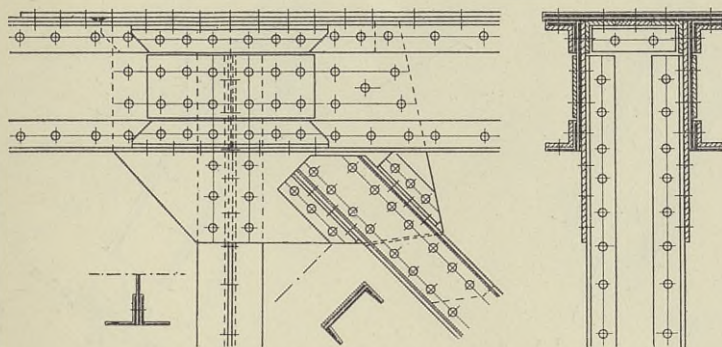


Abb. 309.

die Stöße allein durch die Knotenbleche decken, so müßten diese sehr stark gewählt werden; man zieht vielmehr die Knotenbleche nur teilweise zur Stoßdeckung heran. Die Winkelleisenstöße werden durch besondere Winkel und

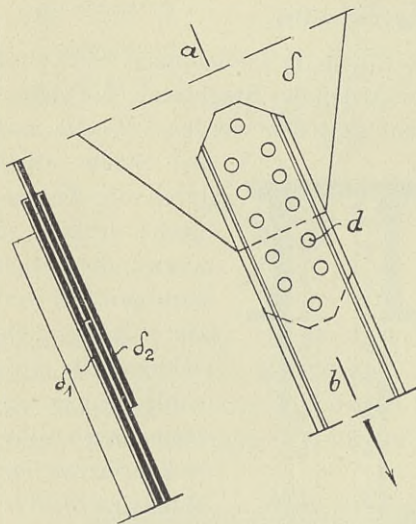
die Stöße der zwischen den Kanten der senkrechten Schenkel der Gurtwinkel liegenden Stegblechteile durch besondere Flacheisen gedeckt, während die Stöße der unter den senkrechten Schenkeln der Gurtwinkel liegenden Stegblechteile keine besondere Deckung erhalten; diese Teile werden an den Knotenblechen angeschlossen. Die obere Kopfplatte des rechten Gurtstabes wird mit der Kopfplatte des linken Gurtstabes in der dargestellten Weise in Verbindung gebracht. Die untere Kopfplatte des rechten Gurtstabes, die als Verstärkungsteil aufgefaßt werden muß, wird so weit über den Mittelpunkt des Knotenpunktes hinausgeführt, als es die Anzahl der Anschlußniete erfordert. Als Anschlußniete dieser Kopfplatte, deren Kraft in die Knotenbleche übergeführt werden muß, zählen die Niete, welche die Kopfplatte mit den wagerechten Schenkeln der oberen Winkel, selbstverständlich auch der inneren Winkel, die nur im Knotenpunkt angeordnet sind, verbinden. Der Vorteil dieser inneren Winkel, der schon auf Seite 128 betont wurde, tritt hier deutlich hervor. Der Anschluß der Strebe erfolgt so, daß die \llcorner -Eisen auf die Außenseiten der Knotenbleche gelegt, die Flacheisen gegen die Knotenbleche geführt und die hier entstehenden Stoßstellen durch besondere Flacheisen

gelascht werden. Die Anschlußniete werden auf diese Weise zweischnittig beansprucht und in ihrer Anzahl beschränkt.

Es sei hier noch eine kurze Betrachtung über den Nachweis der Beanspruchung der Anschlußniete bei zweischnittigem Anschluß der Streben eingeschaltet, da erfahrungsgemäß hierbei Fehler und Ungenauigkeiten in der Berechnung häufig vorkommen. Erfolgt der Anschluß nach Abb. 310 und bedeutet P die im \square - und Flacheisen herrschende Spannkraft, so kann die Beanspruchung in der Lochleibung des Knotenbleches einfach durch die Formel errechnet werden:

$$\sigma_l = \frac{P}{7 \cdot d \cdot \delta}$$

Die Abscherspannung der Nietschnitte, die von der auf das \square -Eisen entfallenden Spannkraft beansprucht werden, ist größer als die der anderen



Schnitt a-b.

Abb. 310.

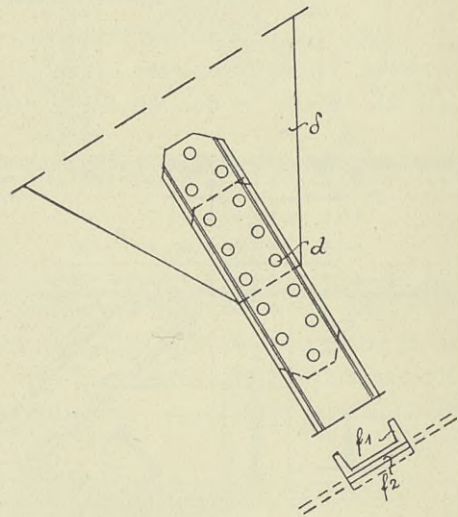


Abb. 311.

Schnitte, weil der Querschnitt des \square -Eisens größer als der des Flacheisens ist. Bezeichnet f den Querschnitt des \square -Eisens und σ die in der Strebe herrschende Spannung, so erhält man die Scherbeanspruchung nach der Formel:

$$\sigma_a = \frac{\sigma \cdot f}{7 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$$

Außerdem ist die Anzahl von Nieten zu bestimmen, die zum Anschluß der Lasche an das Flacheisen nötig ist.

Oft wird der Anschluß auch nach der Darstellung in Abb. 311 ausgeführt, wo also die Anzahl der Niete, die zum Anschluß des Flacheisens dienen, hinter der Anzahl der Niete für das \square -Eisen zurücksteht. Hierbei wäre es falsch, den Lochleibungsdruck nach der Gleichung $\sigma = \frac{P}{9 \cdot d \cdot \delta}$ zu berechnen. Man hat vielmehr zunächst die Scherbeanspruchung der Nietschnitte links und rechts des Knotenbleches auszurechnen. Bedeuten f_1 und f_2 die Flächeninhalte des

C-Eisens bzw. des Flacheisens, so ergibt sich die Scherbeanspruchung aus den Beziehungen

$$\sigma_{a1} = \frac{f_1 \cdot \sigma}{9 \cdot \frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{und} \quad \sigma_{a2} = \frac{f_2 \cdot \sigma}{6 \cdot \frac{\pi d^2}{4}}$$

Nun ist noch der Lochleibungsdruck der zweischnittig beanspruchten Niete zu untersuchen, wozu die Gleichung $\sigma_l = \frac{\pi d^2}{4} \frac{(\sigma_{a1} + \sigma_{a2})}{d \cdot \delta}$ benutzt wird.

Abb. 312. Im Knotenpunkt sollen sämtliche Teile des I-förmigen Querschnittes gestoßen werden. Die Knotenbleche liegen auf den äußeren Seiten der Stegbleche und decken die in der Winkelhalbierungslinie liegenden Stöße dieser Stegbleche. Die äußeren Winkel und die zwischen ihnen liegenden

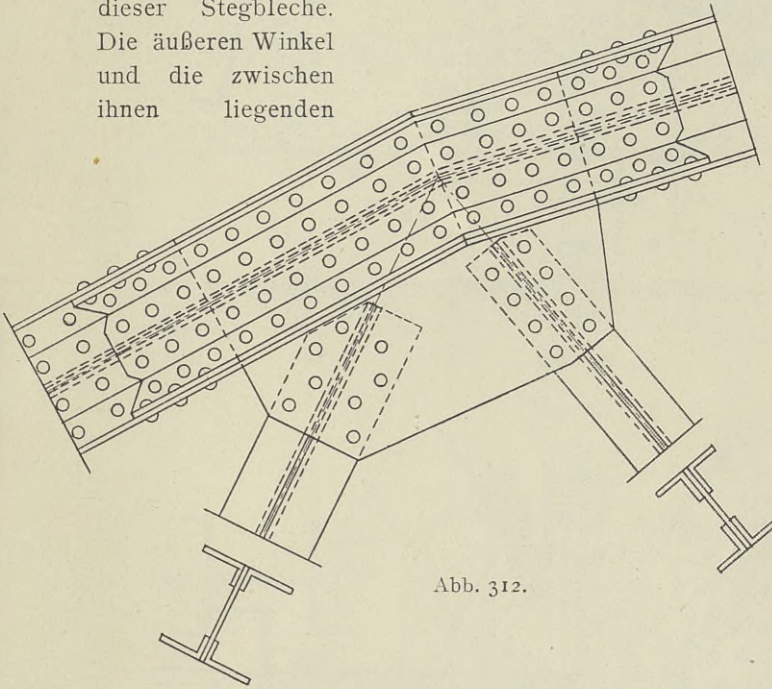
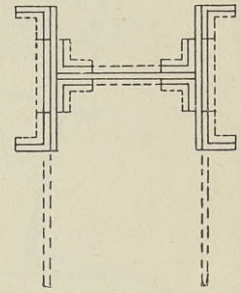


Abb. 312.



Flacheisen stoßen gegen die Knotenbleche und werden mittels gleicher Teile verbunden. Die Deckung der Stöße der übrigen Gurtteile wird durch Decklaschen und Deckwinkel, die im Querschnitt punktiert angegeben sind, bewirkt.

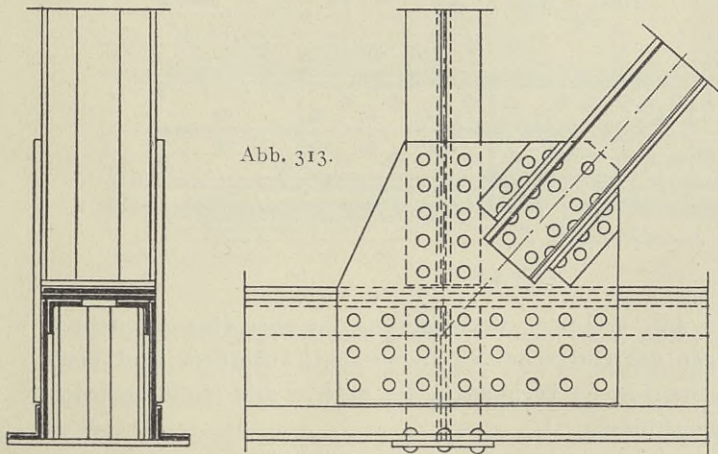


Abb. 313.

Abb. 313 stellt die Ausbildung eines Knotenpunktes einer Untergurtung mit hutförmigem Querschnitt dar. Außen an den Seitenblechen liegen die Knotenbleche, die nicht bis zur Unterkante der Gurtung, sondern nur

bis zur Oberkante der senkrechten Winkelschenkel zu reichen brauchen, weil die Schwerlinie der sich hierbei ergebenden Anschlußniete sehr nahe an die in der oberen Hälfte des Querschnittes liegende Schwerlinie der Gurtung heranrückt (vergl. im Gegensatz hierzu die Abhandlung auf S. 128). Der Pfosten

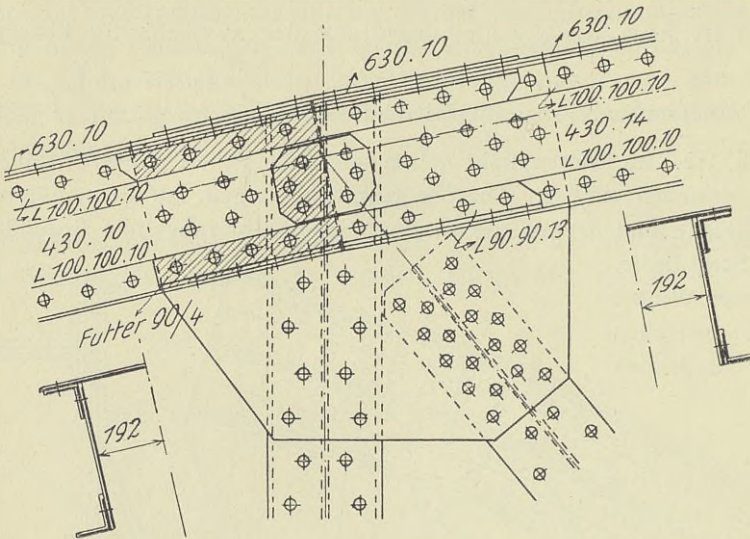


Abb. 314.

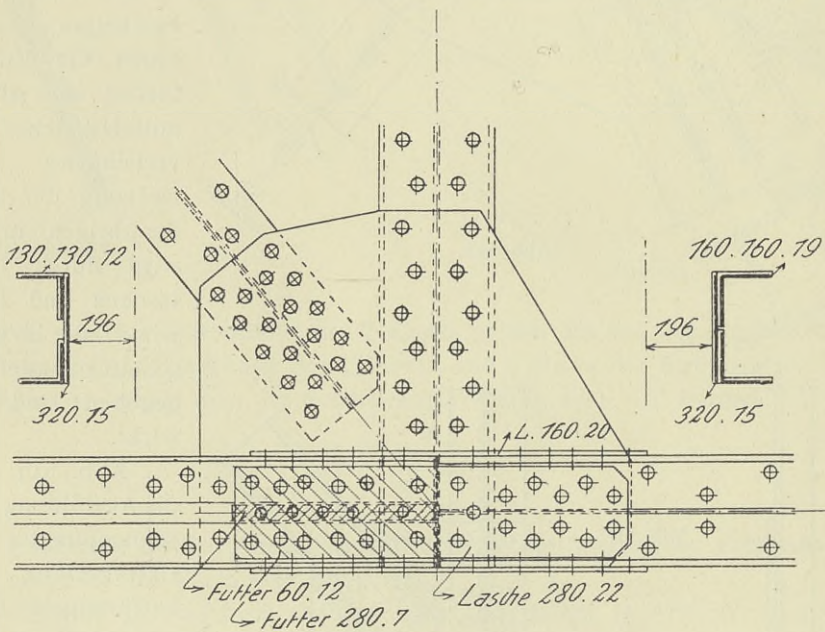


Abb. 315.

hört an der Kopfplatte auf, in seiner Verlängerung ist aber eine Aussteifung zwischen den Wandungen des Querschnittes angebracht; außerdem sind beide unteren Winkel durch eine Lasche verbunden, die mittels drei Niete an jedem der beiden Winkel angeschlossen ist.

Abb. 314. Knotenpunkt einer geknickten oberen Gurtung. Sämtliche Teile sind in der Winkelhalbierenden gestoßen. Die Vergrößerung des Querschnittes des rechten Gurtstabes gegenüber dem des linken Gurtstabes ist durch Verstärkung der Stegbleche erzielt. Die Stegbleche werden an den

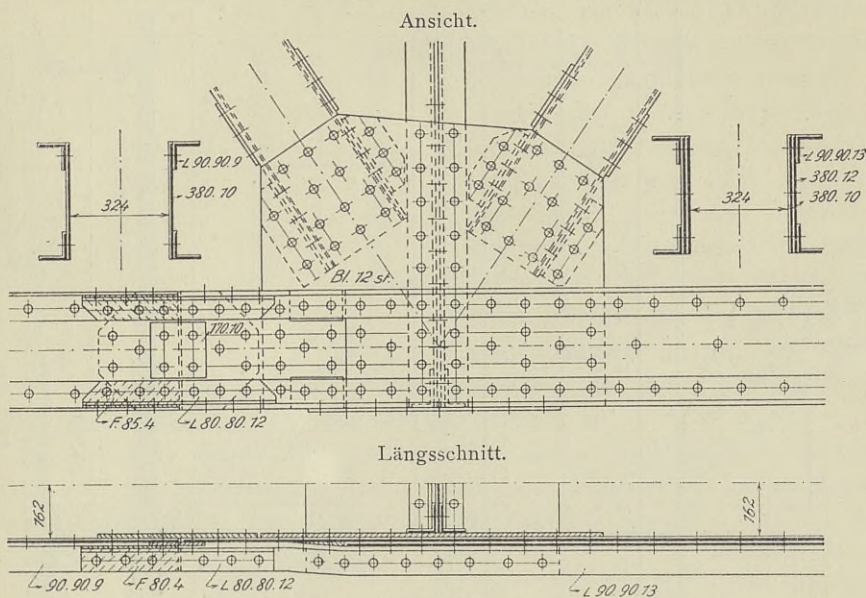


Abb. 316.

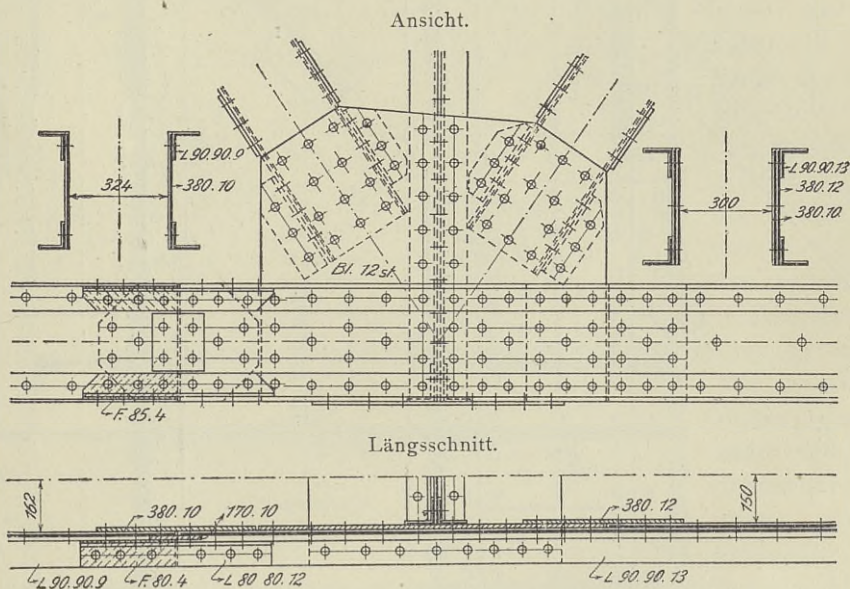
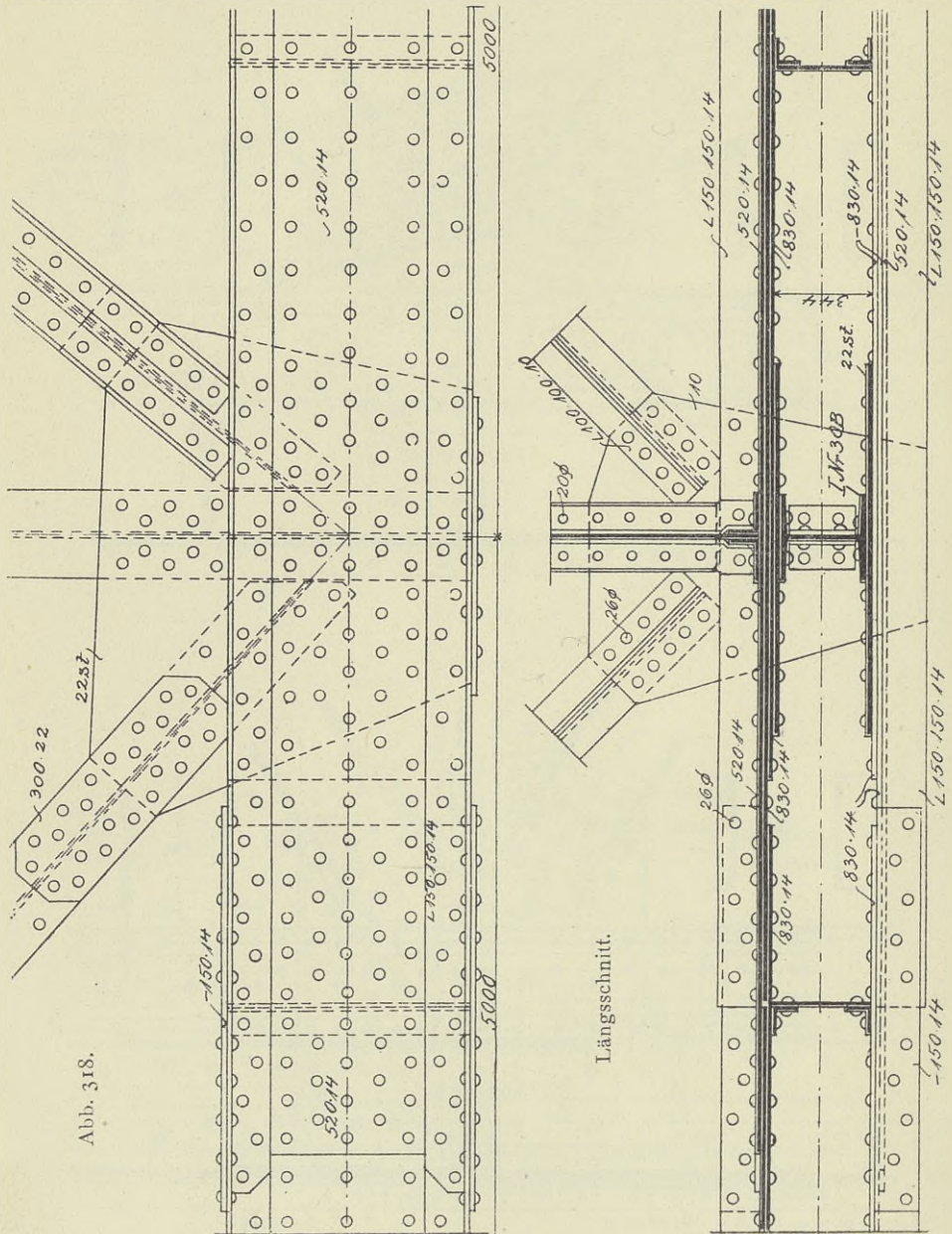


Abb. 317.

Knotenblechen angeschlossen, die Stoßfuge wird außen aus Schönheitsgründen durch eine kleine Lasche gedeckt. Die Winkelstöße werden durch Winkel gedeckt. Die in der Abbildung schraffiert dargestellten Futter von 4 mm Stärke werden durch die verschiedene Stärke der Stegbleche bedingt.

Abb. 315. Untergurtnotenpunkt. Sämtliche Teile der Gurtung sind in der Mittellinie gestoßen. Die Stöße der Stegbleche werden durch die Knotenbleche, die der Winkel durch senkrechte und wagerechte Flacheisen gedeckt. Die schraffiert dargestellten Futter werden deshalb erforderlich, weil die Ver-



stärkung des Querschnittes des rechten Gurtstabes gegenüber dem Querschnitt des linken Stabes durch stärkere und größere Winkel erfolgt ist.

Falls der Gurtquerschnitt durch Hinzufügen je eines weiteren Stegbleches in den beiden Wandungen verstärkt wird, so kann der Knotenpunkt auf verschiedene Weise ausgebildet werden.

1. Abb. 316. Die Wandungen des linken und rechten Gurtstabes haben gleichen Abstand voneinander. Links vom Knotenpunkt liegt ein Montagestoß, dessen Anordnung klar aus der Abbildung hervorgeht. Die äußeren Stegbleche des rechten Gurtstabes werden so weit über den Mittelpunkt nach links hinausgeführt, als es die Anzahl der Anschlußniete erfordert. Da, wo diese Stegbleche endigen, werden die Winkel des linken Gurtstabes mittels Keilfutter auf sie hinaufgeführt.

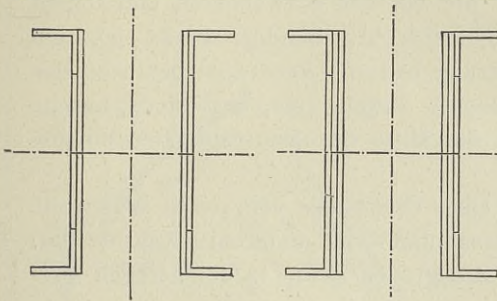


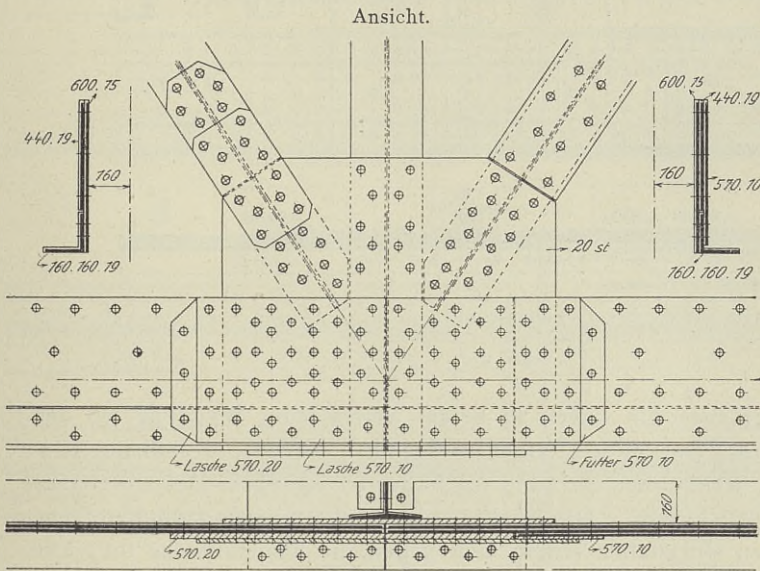
Abb. 319.

Abb. 320.

2. Abb. 317. Die Stegbleche des linken Gurtstabes liegen mit den äußeren Stegblechen des rechten Gurtstabes in einer Ebene. Die inneren Stegbleche des rechten Gurtstabes stoßen gegen die Knotenbleche und werden durch besondere Laschen an diesen angeschlossen. Links vom Knotenblech liegt ein Montagestoß.

3. Abb. 318. Der linke Gurtstab besitzt den in Abb. 319 und der rechte den in Abb. 320 dargestellten Querschnitt. Die Wandungen haben gleichen Abstand voneinander. Der Stoß liegt links vom Knotenpunkt. An der Stoßstelle läßt man die Stegbleche des linken Gurtstabes und die äußeren Stegbleche des rechten Gurtstabes übereinander greifen, ebenso die Beibleche $520 \cdot 14$ und die senkrechten Winkelschenkel. Die wagerechten Winkelschenkel stoßen gegeneinander und werden durch Flach-eisen $150 \cdot 14$ verbunden. Die

inneren Stegbleche des rechten Gurtstabes sind der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete entsprechend über den Mittelpunkt hinausgeführt.



Längsschnitt.

Abb. 321.

Abb. 321. Die Gurtstäbe zeigen die dargestellten Querschnitte. Die Stegbleche $600 \cdot 15$, die Winkel $160 \cdot 160 \cdot 19$ und die Beibleche $440 \cdot 19$ werden in der Mitte des Pfostens gestoßen. Ihr Stoß wird in beiden Wandungen durch das 20 mm starke Knotenblech und durch die Lasche $570 \cdot 20$ gedeckt, der

Stoß der wagerechten Winkelschenkel wird besonders gelascht. Gegen die Decklasche $570 \cdot 20$ stößt das Beiblech $570 \cdot 10$ des rechten Gurtstabes, das unter Vermittlung eines Futters durch eine Lasche $570 \cdot 10$ über den Mittelpunkt des Knotenpunktes geführt wird.

Abb. 322. Die inneren Stegbleche, die bei den schwächeren Gurtstäben in Fortfall kommen, liegen mit den Knotenblechen bündig. Links liegt ein Montagestoß, der keiner weiteren Erläuterung bedarf. Rechts ist der Stoß des Knotenbleches und des inneren Stegbleches durch eine besondere Lasche gedeckt. Das Beiblech $190 \cdot 10$ ist über die Mitte des Knotenpunktes hinausgeführt.

Abb. 323 stellt einen Knotenpunkt eines Überbaues von 106 m Stützweite der im Bau begriffenen zweigleisigen Eisenbahnbrücke unterhalb Ruhrort dar. Hier sind für jede Gurtwandung wegen der großen Kräfte in den Streben zwei

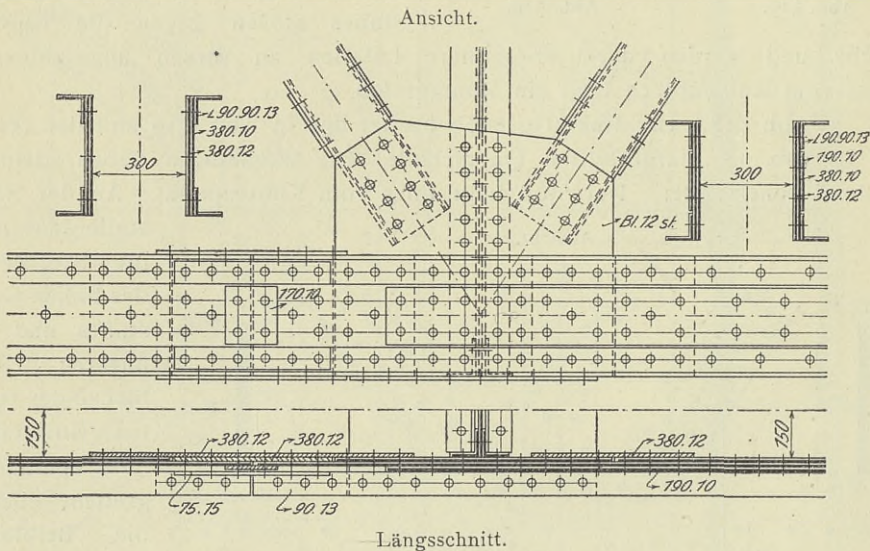
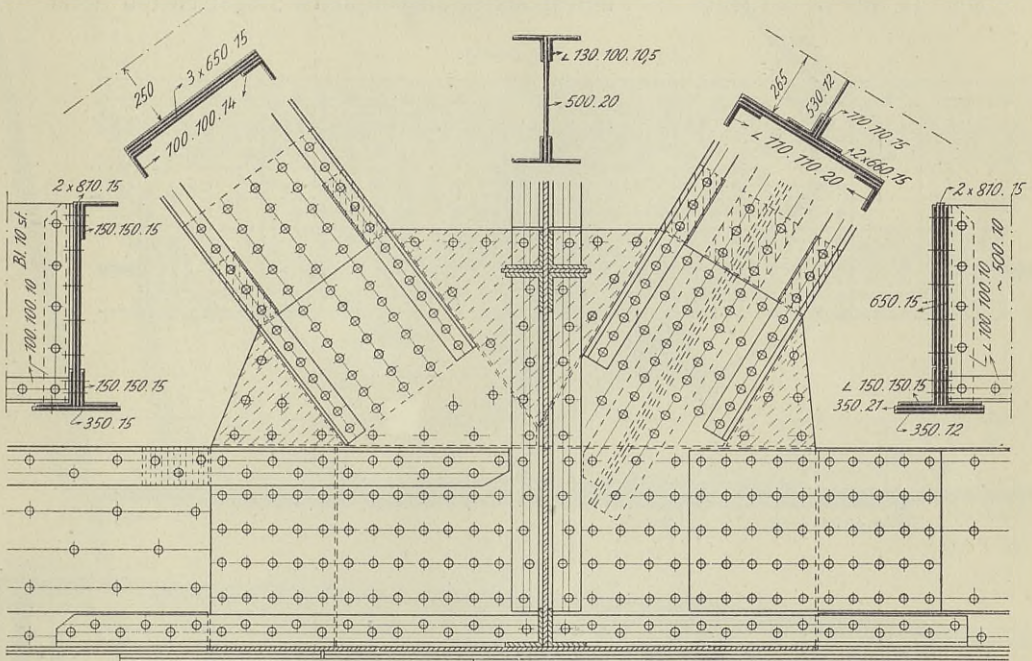


Abb. 322.

Knotenbleche vorgesehen, sie liegen zu beiden Seiten jeder Wandung auf den Stegblechen $810 \cdot 15$. Die oberen Winkel des linken Gurtstabes sind nur deswegen angeordnet, weil dieser Gurtstab im Falle des Anhebens des Überbaues auf Biegung beansprucht wird. Die Winkel beider Gurtstäbe und die Beibleche $650 \cdot 15$ des rechten Gurtstabes laufen sich gegen die Knotenbleche tot. Die Winkel werden durch Deckwinkel verbunden und die Beibleche durch gleich starke Laschen an den Knotenblechen angeschlossen. Der Stoß der Stegbleche $810 \cdot 15$ liegt links von der Mitte des Knotenpunktes. An dieser Stoßstelle sind die Stegbleche des linken Gurtstabes voll an den Knotenblechen angeschlossen. Die Stegbleche des rechten Gurtstabes können als Verstärkungsteile aufgefaßt werden, sie sind entsprechend der erforderlichen Anzahl der Anschlußniete über die Mitte hinausgeführt. Am Stegblechstoß liegt auch der Stoß der wagerechten Platten. Die Platte $350 \cdot 15$ des linken Stabes ist mit der Platte $350 \cdot 12$ des rechten Stabes durch eine Lasche verbunden, die Platte

350 · 21 des rechten Stabes ist als neu hinzutretender Teil aufzufassen. Die Bleche 660 · 15 der rechten Strebe greifen in den Zwischenraum je zweier Knotenbleche hinein, während die Winkel mittels Keilfutter auf die Knotenbleche hinaufgeführt werden. Bei der linken Strebe greifen auf beiden Seiten

Ansicht.



Längsschnitt.

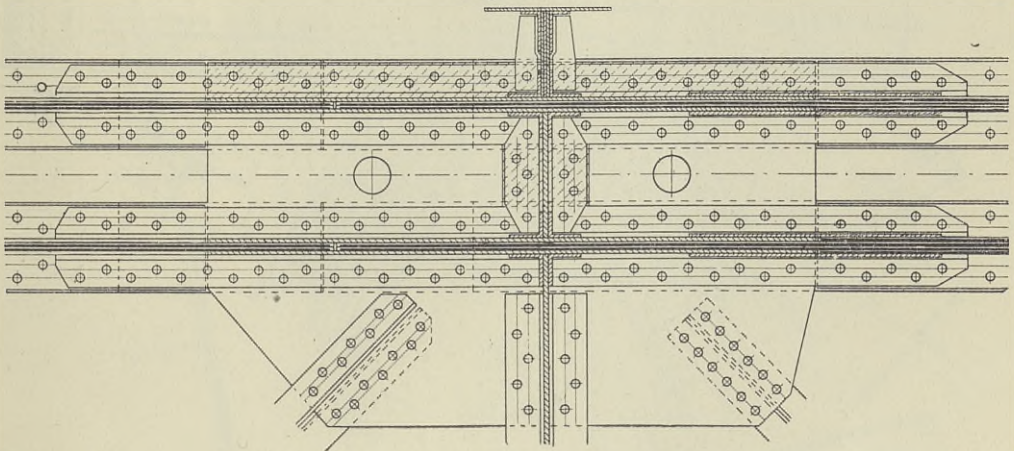
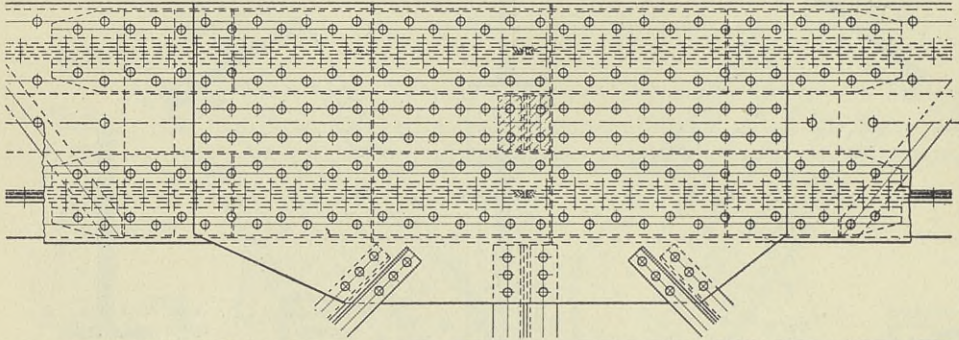


Abb. 323.

die beiden äußeren Bleche 650 · 15 in die Zwischenräume der Knotenbleche hinein, während die inneren Bleche 650 · 15 gegen die inneren Knotenbleche stoßen und mittels gleich starker Laschen an diesen angeschlossen werden. Die Winkel werden auch hier auf die Knotenbleche hinaufgeführt.

In Abb. 324 ist ein Obergurtknotenpunkt desselben Überbaues dargestellt, dem der in der vorigen Abbildung veranschaulichte Knotenpunkt entstammt. Die geringeren Kräfte in den Streben erfordern in jeder Wandung nur ein Knotenblech, das an der Innenseite der doppelten Stegbleche liegt und im Verein mit einer auf der Außenseite der doppelten Stegbleche liegenden Lasche $800 \cdot 15$ den in der Mitte des Knotenpunktes angeordneten Stegblechstoß deckt.

Draufsicht.



Längsschnitt.

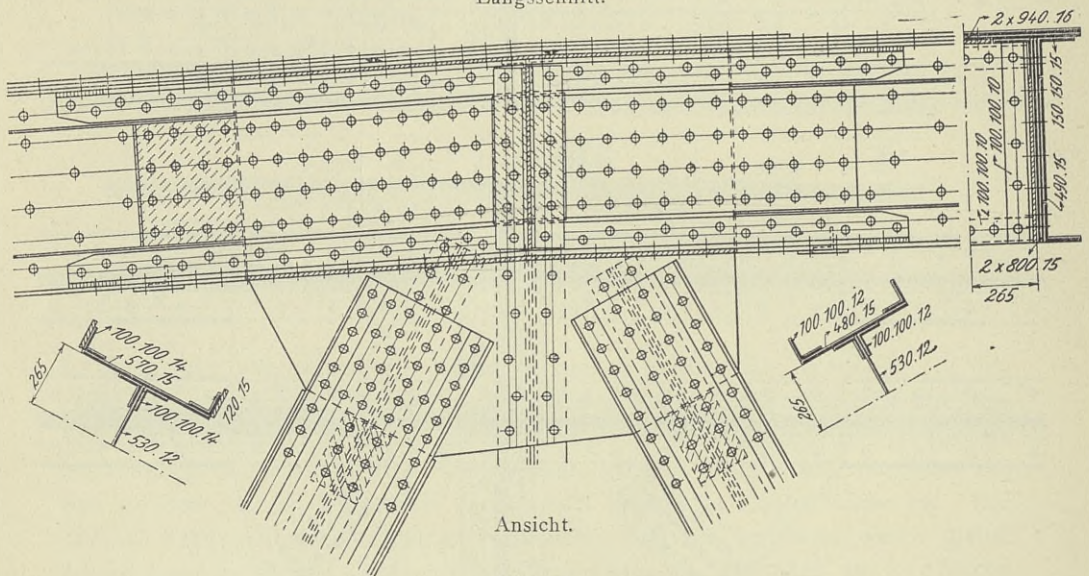
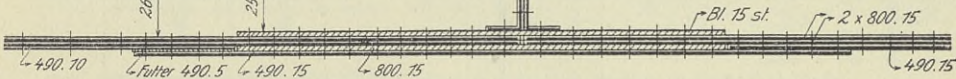


Abb. 324.

Die inneren Winkel laufen sich gegen die Knotenbleche und die äußeren Winkel und Beibleche gegen die Laschen $800 \cdot 15$ tot und werden durch Deckwinkel und Laschen verbunden. Der Stoß der Kopfplatten ist versetzt. Die Deckplatte ist zugleich Windverbandknotenblech. Die schweren Gurtstäbe kommen nicht im fertig vernieteten Querschnitt, sondern jede Wandung und das Kopfstück für sich auf die Baustelle. Die Montage ist daher sehr einfach.

Die Abb. 325 gibt einen Obergurtknotenpunkt des Überbaues von 186 m Stützweite der Rheinbrücke bei Ruhrort wieder. In jeder Wandung sind doppelte gestaffelte Knotenbleche vorgesehen, an denen die beiden Stegbleche des linken Gurtstabes und die beiden inneren Stegbleche des rechten Gurtstabes in der dargestellten Weise angeschlossen sind. Das dritte Stegblech des rechten Gurtstabes wird an dem in der Winkelhalbierenden geknickten Blech 1300 · 19 angeschlossen, das über die Mitte des Knotenpunktes nach links hinausgeführt wird. Alle anderen Anschlüsse und Deckungen gehen klar aus der Abbildung hervor. Hinsichtlich der Vernietung des Gurtquerschnittes auf der Baustelle gilt das bei der Beschreibung der Abb. 324 Gesagte.

3. Ausbildung der Endknotenpunkte.

Obergurtknotenpunkte.

Die Ausbildung der Endknotenpunkte der Obergurte der Träger mit senkrechtem Endabschluß bereitet im allgemeinen keine Schwierigkeiten. Alle sich im Knotenpunkte vereinigenden Stäbe endigen hier und müssen mit der ihrer Spannkraft entsprechenden Anzahl von Nieten an dem Knotenblech angeschlossen werden.

Liegt in der Ebene des Endpfostens ein Windportal, so wird der Obergurt im letzten Teil bei sonst gegen die Wagerechte geneigter Lage wegen des besseren Anschlusses des oberen Querriegels wagerecht ausgeführt, wie aus der Abb. 326 zu ersehen ist.

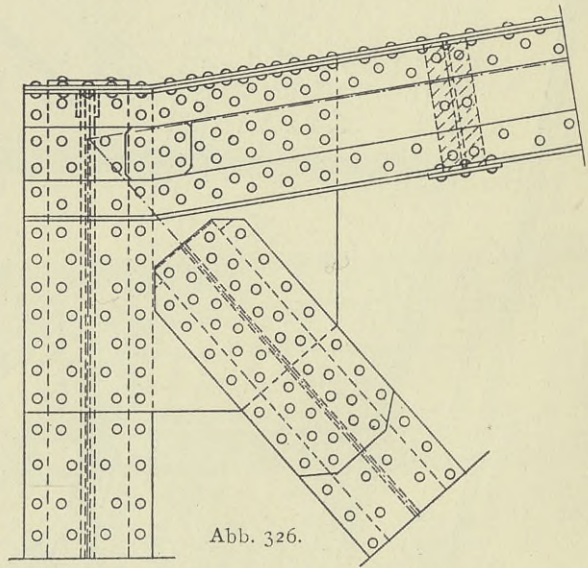


Abb. 326.

Bei den Trägern mit schrägem Ende findet man vielfach eine der Darstellung in Abb. 327 ähnliche Ausbildung des ersten Obergurtknotenpunktes, bei der die Endstrebe einen Obergurtquerschnitt erhalten hat. Die \square -Eisen und die Kopfplatte der

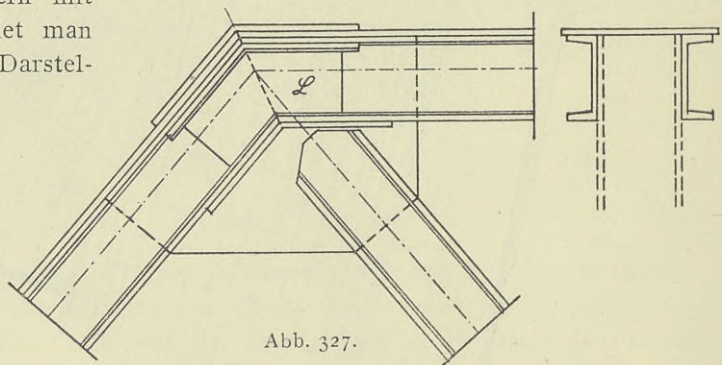


Abb. 327.

ersten Strebe und des ersten Obergurtstabes sind in der Winkelhalbierenden gestoßen, die Stege sind durch je eine Lasche L und die Flansche und die

Kopfplatte beider Stäbe durch gebogene Flacheisen verbunden. Diese Art der Ausbildung des Endknotenpunktes ist als verfehlt zu bezeichnen, weil das Material der Laschen für die Kopfplatten und die Flansche der \square -Eisen an den Knickstellen bei der Bearbeitung leidet und außerdem eine einwandfreie Kraftübertragung durch die scharf geknickten Laschen unmöglich ist.

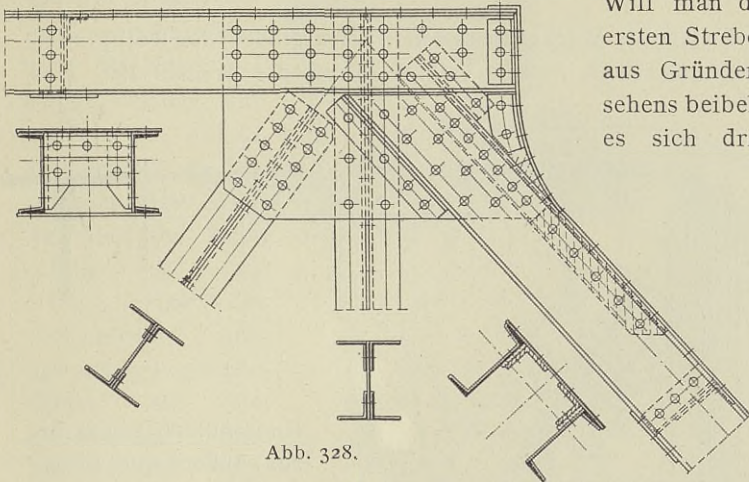


Abb. 328.

Will man die Ausbildung der ersten Strebe als Obergurtstab aus Gründen des guten Aussehens beibehalten, so empfiehlt es sich dringend, den Endknotenpunkt nach der in der Abb. 328¹⁾ dargestellten Anordnung auszubilden.

Die Kopfplatte der Endstrebe ist am Knotenblech aus ihrer Richtung abgelenkt und allmählich in senkrechte Lage zum Obergurtstab geführt. Sie dient im oberen Teile nur dem guten Aussehen; ihre Kraft ist an der Stelle der Abbiegung bereits durch innere Winkel abgenommen, die sie an die Knotenbleche abgeben. Diese Art der Ausbildung des Endknotenpunktes ist entschieden vom konstruktiven Standpunkte aus die beste, sie wird aber von

der in der Abb. 328¹⁾ dargestellten Anordnung auszubilden.

Die Kopfplatte der Endstrebe ist am Knotenblech aus ihrer Richtung abgelenkt und allmählich in senkrechte Lage zum Obergurtstab geführt. Sie dient im oberen Teile nur dem guten Aussehen; ihre Kraft ist an der Stelle der Abbiegung bereits durch innere Winkel abgenommen, die sie an die Knotenbleche abgeben. Diese Art der Ausbildung des Endknotenpunktes ist entschieden vom konstruktiven Standpunkte aus die beste, sie wird aber von

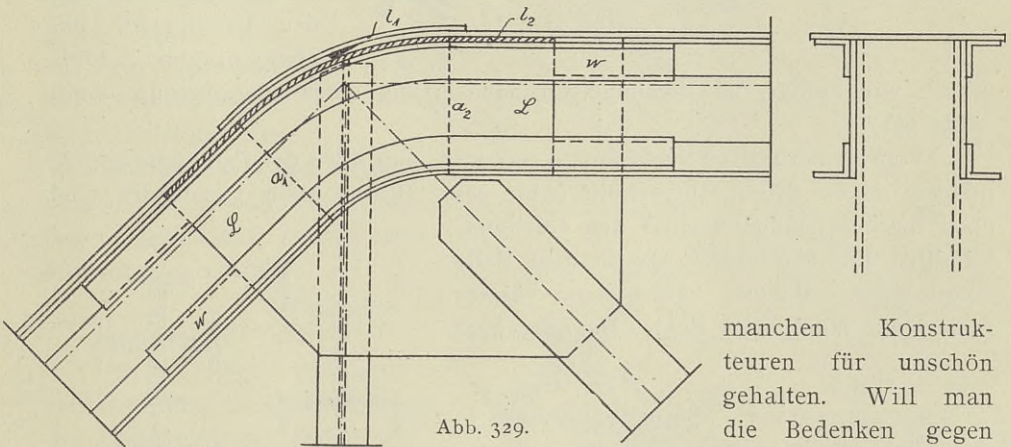


Abb. 329.

manchen Konstrukteuren für unschön gehalten. Will man die Bedenken gegen das gute Aussehen

der Ausbildung nach Abb. 328 gelten lassen, so führe man den Obergurtstab in die Endstrebe in sanfter Krümmung über, wie dies in Abb. 329 dargestellt ist. Um die Stegbleche nicht biegen zu brauchen, läßt man sie an den Stellen a_1 und a_2 aufhören, legt zwischen a_1 und a_2 ein Blech von gleicher Stärke und deckt die beiden Stöße bei a_1 und a_2 durch eine

¹⁾ Die Abb. 328 u. 330 entstammen Entwürfen der Gesellschaft „Harkort“. Schaper, Eiserne Brücken. Zweite Auflage.

Lasche L , gegen die die Gurtwinkel stumpf gegenlaufen. Diese Winkel werden durch Deckwinkel W miteinander verbunden. Der Stoß der Kopfplatte wird beiderseitig durch die Laschen l_1 und l_2 gedeckt.

Eine ähnliche Anordnung für den ersten Obergurtknotenpunkt eines Trägers mit abgeschrägtem Ende bei einwandigem Gurtquerschnitt zeigt die Abb. 330.¹⁾

An der Stelle b sind die Winkel gestoßen. Bei a stoßen die Kopfplatten zusammen. Die Deckung ihres Stoßes erfolgt durch die Winkel W . Das

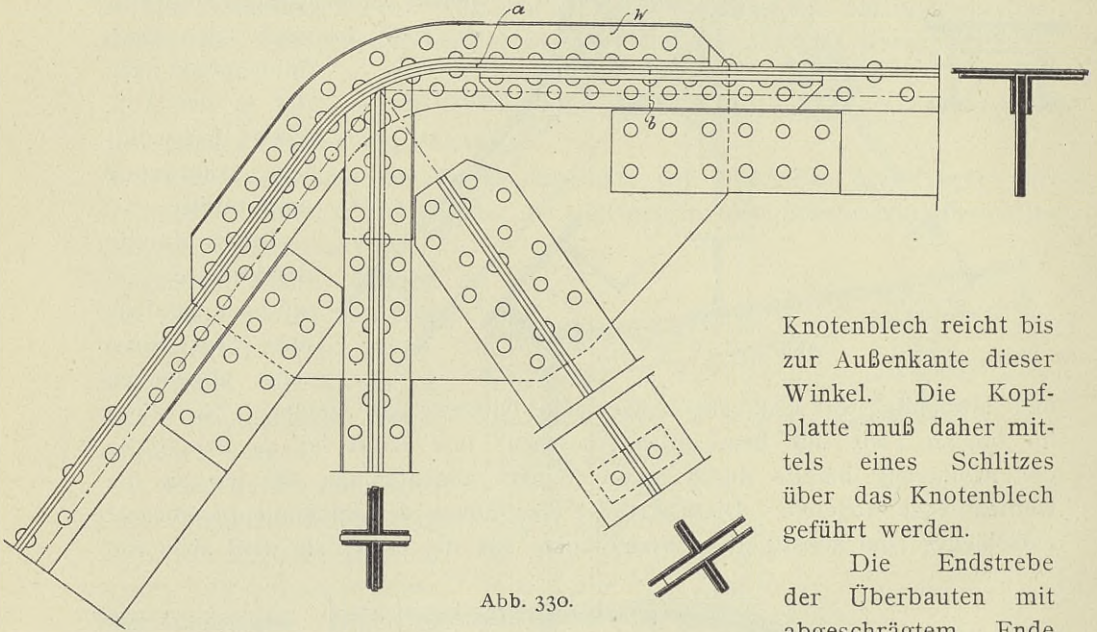


Abb. 330.

Knotenblech reicht bis zur Außenkante dieser Winkel. Die Kopfplatte muß daher mittels eines Schlitzes über das Knotenblech geführt werden.

Die Endstrebe der Überbauten mit abgeschrägtem Ende

erhält, wie gesagt, aus Schönheitsgründen häufig einen Obergurtquerschnitt (Abb. 331).

Vom konstruktiven Standpunkte aus gibt man aber der Endstrebe zweckmäßiger einen Strebenquerschnitt (Abb. 332). Unter allen Umständen sind aber die Strebenquerschnitte den Gurtquerschnitten für die Endschräge in dem Falle vorzuziehen, daß in der Ebene dieses Stabes ein Windportal liegt. Der Anschluß

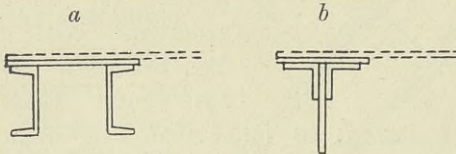


Abb. 331.

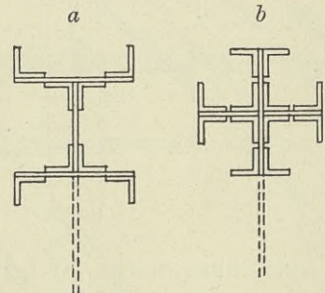


Abb. 332.

dieses Portales liegt bei Querschnitten, die nach Abb. 331 a u. b ausgebildet sind, in der Ebene der Kopfplattenoberfläche, also nicht in der Schwer-

¹⁾ Die Abb. 328 u. 330 entstammen Entwürfen der Gesellschaft „Harkort“.

linie des Querschnittes, dagegen bei Querschnitten nach !Abb. 332 a u. b in den Ebenen der Schwerlinien. Die Anschlußebenen sind punktiert angedeutet.

Die Abb. 333 gibt den ersten Obergurtknotenpunkt der 100 m weit gespannten Eisenbahnbrücke über die Havel bei Caputh wieder, der wohl als recht zweckmäßig zu bezeichnen ist. Der Anschluß der Endschrägen ist derart erfolgt, daß die Seitenbleche und die außen liegenden Winkel auf die Außenseiten der Knotenbleche, die inneren Winkel dagegen auf die inneren Seiten der Knotenbleche geführt sind. Die große Anzahl der Anschlußniete erklärt sich aus dem Umstande, daß die Endschrägen zugleich Ständer des Windportales sind und infolgedessen die Anschlußniete aus den Querkraften Zusatzbeanspruchungen erleiden.

Untergurtknotenpunkte.

Bei Trägern mit senkrechten Enden bietet auch hier die Ausbildung der Endknotenpunkte keine Schwierigkeiten. Die Abb 334 stellt den Auflagerknotenpunkt eines Überbaues mit einwandigen Gurtquerschnitten dar. Das Knotenblech ist nach unten über die Unterkante des Gurtes hervorgezogen. Hierdurch wird eine günstigere Beanspruchung des Knotenbleches erzielt als

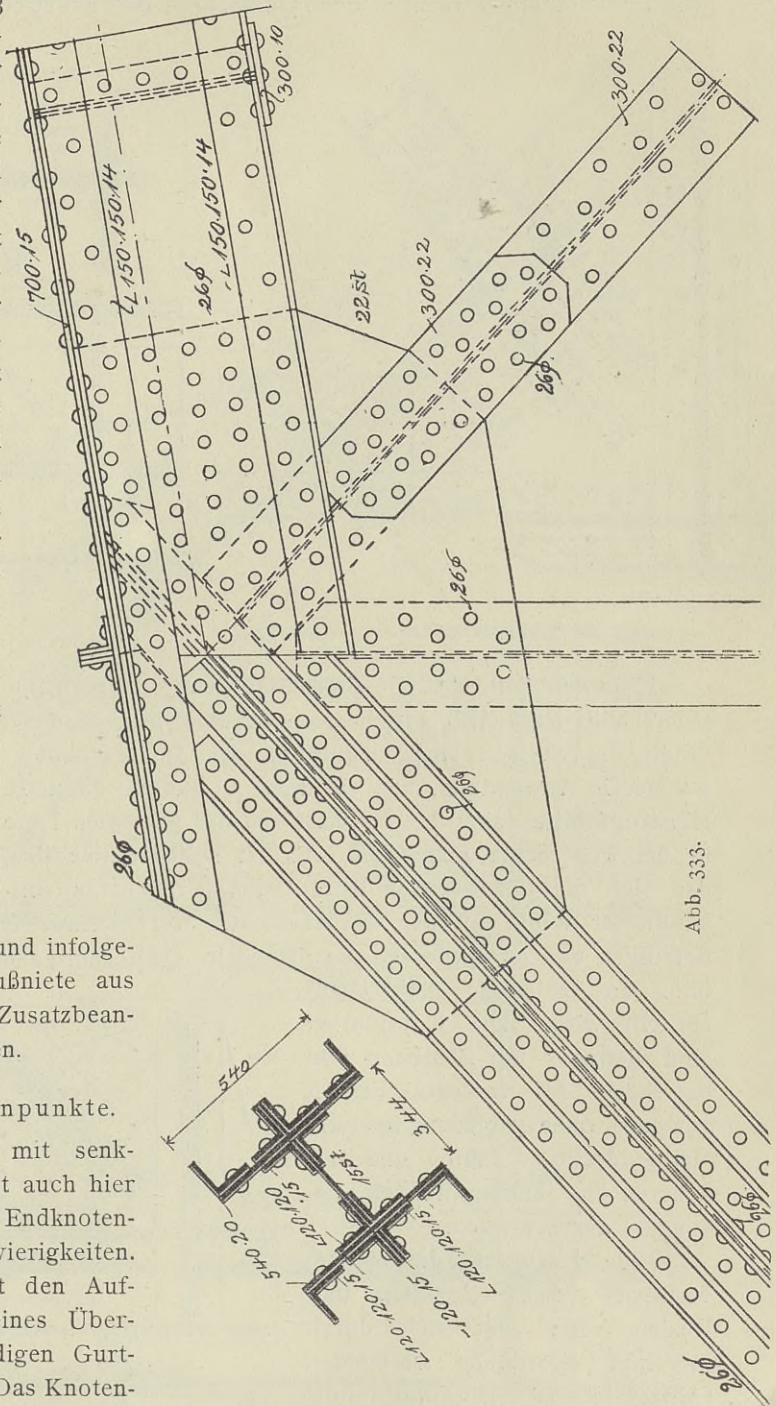


Abb. 333.

in dem Falle, daß das Knotenblech in der Unterkante des Gurtes begrenzt wird. Bei Trägern mit abgeschrägten Enden richtet sich die Ausbildung des Auflagerknotenpunktes nach dem Querschnitt der Endstreben.

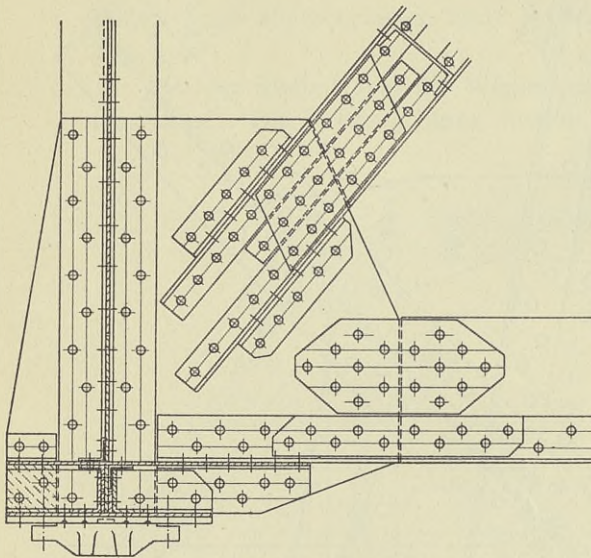


Abb. 334.

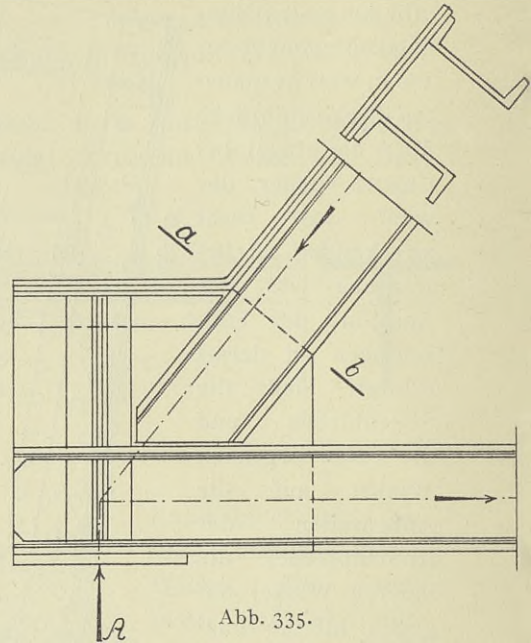


Abb. 335.

Für den Fall, daß die Endschräge einen Obergurtquerschnitt, z. B. einen Querschnitt nach Abb. 335, bestehend aus zwei \square -Eisen und zwei Kopfplatten, erhält, ist vielfach eine Ausbildung des Auflagerknotenpunktes in Anwendung, wie sie diese Abbildung darstellt. Die Kopfplatten sind bei *a* scharf aus der geneigten Lage in die wagerechte abgebogen. Es ist selbstverständlich, daß sich die abgebrochenen Kopfplatten in höchst unvollkommener Weise an der Aufnahme der Auflagerkraft *A* beteiligen und infolgedessen die Strebe im Querschnitt *a-b* über das zulässige Maß beansprucht wird. Die Kopfplatten sind vielmehr mit Schlitzfenstern von der Stärke des Knotenbleches zu versehen, ohne Abbiegung über die Knotenbleche zu führen und mit äußeren und inneren Winkeln besonders anzuschließen.

Die Herstellung der Schlitzfenster verursacht Schwierigkeiten und Kosten. Sie läßt sich durch folgende Anordnung vermeiden (Abb. 336). Die Kopfplatte hört am Knotenblech auf.

Das zwischen den Stegen der \square -Eisen liegende Stück der Kopfplatte wird durch die inneren Winkel W_1 ersetzt und an dem

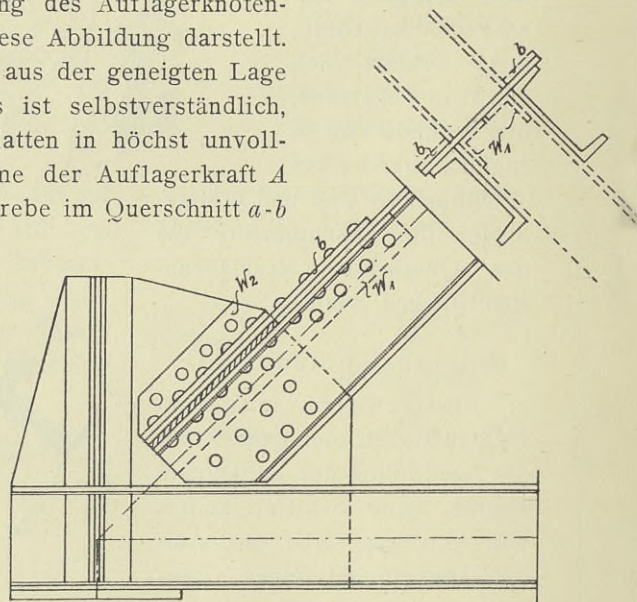


Abb. 336.

Knotenblech angeschlossen. Die außerhalb der Knotenbleche liegenden Teile der Kopfplatte werden mittels der Flacheisen b durch die Winkel W_2 zum

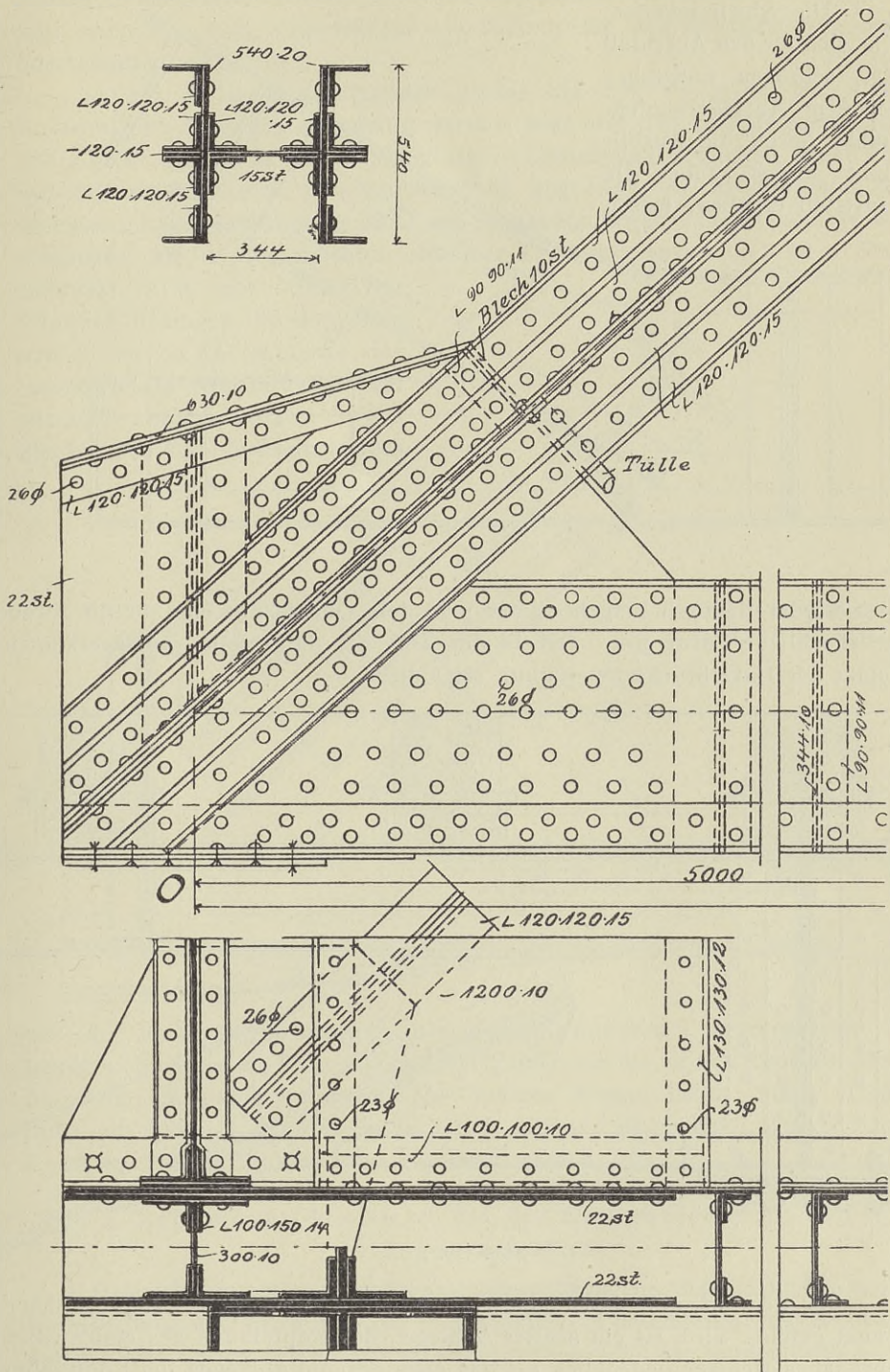


Abb. 337.

Anschluß gebracht. Ein genauer Nachweis der Nietbeanspruchung nach den auf S. 118 u. 135 gegebenen Regeln ist durchaus erforderlich.

Die Schwierigkeiten, die sich für den Anschluß des schrägen Endstabes an dem Auflagerknotenpunkt durch die Ausbildung dieses Stabes als Gurtstab ergeben, lassen

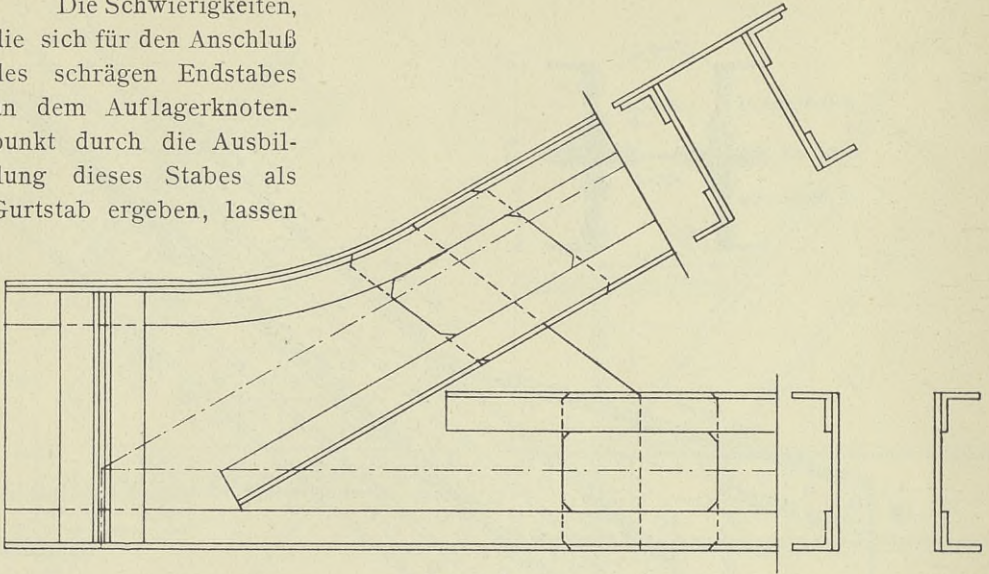


Abb. 338.

sich wieder dadurch umgehen, daß man dem Querschnitt eine für die Strebe gebräuchliche Form gibt. Der in der Abb. 337 dargestellte Auflagerknotenpunkt der Havelbrücke bei Caputh zeigt dies.

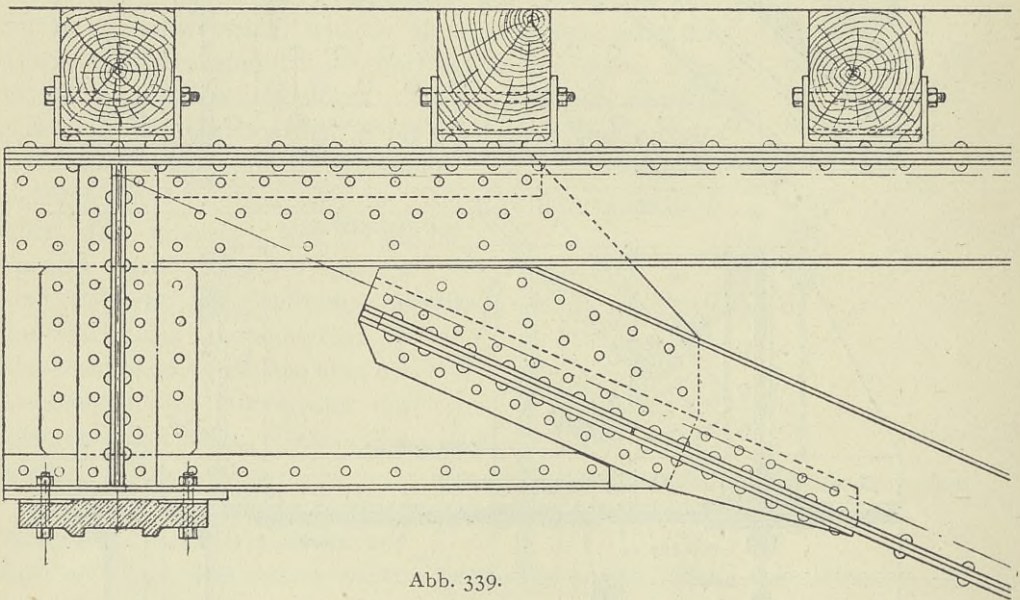


Abb. 339.

Bei den Trägern, deren eine Gurtung in Kurvenform bis zum Auflagerpunkt geführt wird, ist ein sanftes Abbiegen der Kopfplatten des ersten Obergurtstabes weniger bedenklich als das eben gerügte Abbiegen der Kopfplatten des ersten Schrägstabes, weil der erste Obergurtstab unter einem bedeutend

kleineren Winkel gegen die Wagerechte geneigt ist als die erste Strebe bei Trägern mit abgeschrägtem Ende (Abb. 338). Der in Abb. 339 dargestellte Auflagerpunkt eines Parabelträgers mit wagerechter oberer Gurtung ist ebenfalls nach den oben aufgeführten Grundsätzen für den Anschluß von Gurtquerschnitten ausgebildet.

An den Auflagerknotenpunkten großer Brücken, wo große und starke Knotenbleche deswegen notwendig werden, weil alle hier zusammenlaufenden Stäbe große Kräfte an sie abgeben, ist die Anordnung doppelter, sogar dreifacher Knotenbleche für jede Gurtwandung angezeigt, die in doppelter und dreifacher Lage staffelförmig dicht nebeneinander liegen und einander so weit überragen, als es der Anschluß einzelner Teile der anzuschließenden Stäbe erfordert (Abb. 340). Selbstverständlich bedingen die doppelten und dreifachen Knotenbleche eine entsprechende Ausbildung der anzuschließenden Stäbe. Die Bleche B_1 des Untergurtstabes

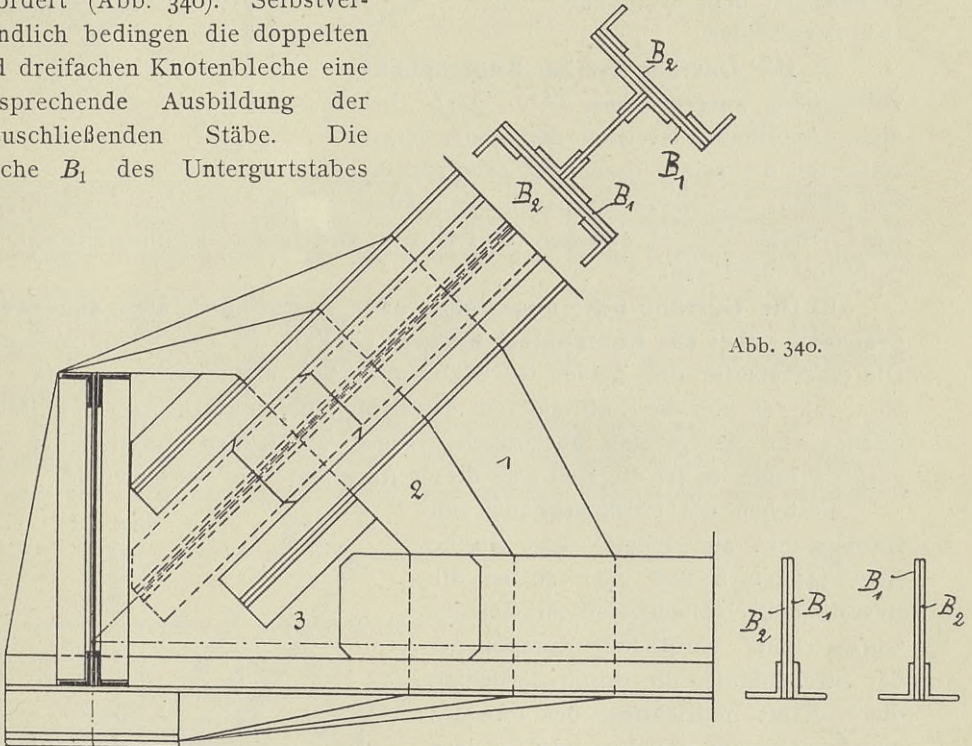


Abb. 340.

und der Endschrägen werden an den Knotenblechen 1 angeschlossen und laufen sich gegen die Knotenbleche 2 tot, über die bis zu den Knotenblechen 3 die Bleche B_2 geführt werden. Die äußeren Winkel beider Stäbe erhalten ihren Anschluß an den Knotenblechen 3, während die inneren Winkel mittels Keilfutter auf die Knotenbleche 1 geführt werden.

4. Berechnung der Niete, die die Knotenbleche an den Gurtungen anschließen.

Das vielfach geübte Verfahren, die Berechnung der Knotenpunkte auf die Untersuchung der Anschlüsse der Füllungsstäbe zu beschränken und nicht auch auf die Bestimmung der Beanspruchung der Niete, die das Knotenblech an der Gurtung anschließen, auszudehnen, ist nicht am Platze, da die Knotenpunkte

den übrigen Konstruktionsgliedern der Träger gleichstehen und infolgedessen einer eingehenden Untersuchung bedürfen. — Die Anschlüsse der Füllungsglieder werden am besten gleich bei der Berechnung der Querschnitte dieser Stäbe untersucht. Ebenso werden bei dieser Gelegenheit gleich die Untersuchungen über die ausreichende Größe der Knotenbleche nach den auf S. 127 gegebenen Regeln erledigt.

Für die Untersuchung der Niete, die das Knotenblech und die Gurtung verbinden, hat man drei Fälle zu unterscheiden.

a) **Die Gurtung ist am Knotenpunkt vollständig unterbrochen** (Abb. 341). Bei dieser Anordnung ist jeder der beiden Gurtstäbe mit der seiner Spannkraft entsprechenden Anzahl von Nieten anzuschließen. Diese Art und Weise des Anschlusses wird jedoch nur in seltenen Fällen zur Anwendung kommen (vergl. die Abb. 293 auf S. 126).

b) **Die Gurtung geht ungestoßen oder — gestoßen, aber anderweitig gedeckt — über das Knotenblech hinweg**, ein Fall, der sehr häufig vorkommt. Die Querschnitte der beiden Gurtstäbe brauchen nicht gleich zu sein. Die Niete müssen hier die Resultante aus den Kräften der angeschlossenen Füllungsglieder auf die Gurtung übertragen. Liegen die beiden Gurtstäbe in einer geraden Linie, so ist die Richtung dieser Resultante die Gurtnetzlinie.

Bestehen die Füllungsglieder am Knotenpunkt aus Pfosten und Strebe (Abb. 342 a u. b und 343), so ist die Resultante gleichbedeutend mit der der Gurtnetzlinie parallelen Komponente der Strebenkraft, die durch Zerlegung dieser Kraft in Richtung des Pfostens und der Gurtung erhalten wird. Diese

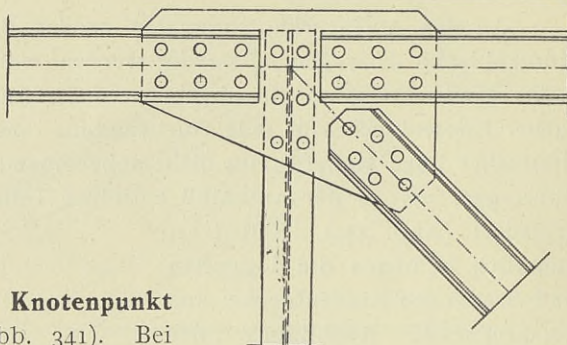


Abb. 341.

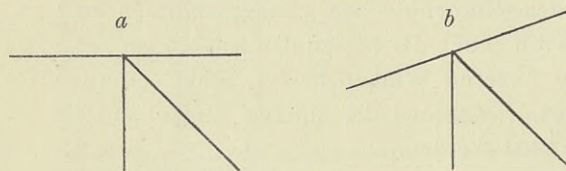


Abb. 342.

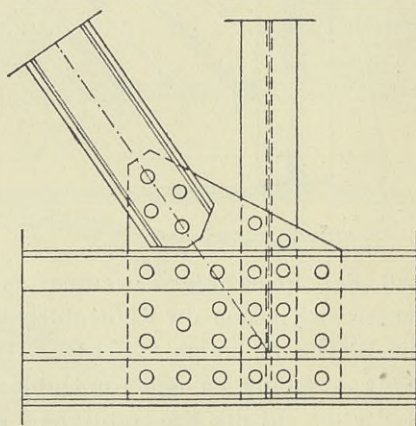


Abb. 343.

Komponente nimmt ihren größten Wert zugleich mit dem größten Wert der Strebenkraft selbst an.

Man hat also für den Fall, daß die Gurtung ungestoßen oder — gestoßen, aber anderweitig gedeckt — durchgeht und in einer geraden Linie liegt und daß ferner die Füllungsglieder am Knotenpunkt aus Pfosten und Strebe bestehen,

nur nötig, die in die Gurtrichtung fallende Komponente der größten Strebenkraft und hiernach die Anzahl der Niete zu bestimmen, die die Gurtung und das Knotenblech verbinden.

Häufig bedingt schon der Anschluß der Füllungsglieder eine solche Größe des Knotenbleches, daß die praktischen Regeln der Vernietung mehr Niete ergeben, als nach der Rechnung notwendig sein würden. Auf jeden Fall ist jedoch die Anzahl der rechnerisch erforderlichen Niete nachzuweisen.

Liegen die beiden Gurtstäbe in einer geraden Linie und sind die beiden Füllungsglieder zwei Streben (Abb. 344), so erhält man die für den Knoten-

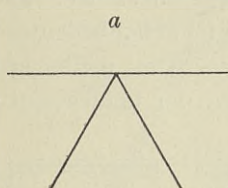


Abb. 344.

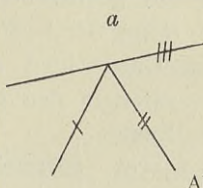
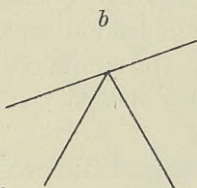
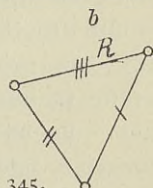


Abb. 345.



blechanschluß maßgebende Resultante, die mit der Gurtlinie zusammenfällt, dadurch, daß man den größeren der Größtwerte der beiden Strebenkräfte in zwei Komponenten parallel zur Gurtrichtung und in die Richtung der anderen Strebenkraft zerlegt. Die erste ist die gesuchte Resultante R (Abb. 345), die für die Bestimmung der Anzahl der Anschlußniete des Knotenbleches maßgebend ist. Greift im Knotenpunkt eine Last P an, so ist diese entsprechend zu berücksichtigen (Abb. 346).

Liegen die Gurtstäbe nicht in einer Geraden (Abb. 347), so ist die Bestimmung des Größtwertes der Resultante aus den Kräften der Füllungsglieder insofern schwierig, als die Richtung der größten Resultante von vornherein

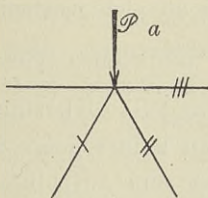


Abb. 346.

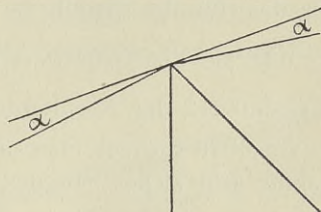
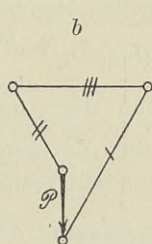


Abb. 347.

nicht bekannt ist. Folgendes Näherungsverfahren gibt aber recht gute Werte. Man nehme eine Gurtung an, die in einer geraden Linie liegt und mit den beiden Gurtstäben die gleichen Winkel α bildet (Abb. 347). Dann bestimme man nach den angeführten Regeln für diese Gurtung die größte Resultante aus den Kräften der Füllungsglieder und multipliziere diesen Wert mit $\frac{1}{\cos 2\alpha}$.

c) Die Gurtung geht nur teilweise ungestoßen bzw. — gestoßen, aber anderweitig gedeckt — durch. Ein Teil wird ohne Deckung an dem Knotenblech angeschlossen. Hierbei sind zwei weitere Anordnungen zu unterscheiden.

α) Die Gurtquerschnitte sind links und rechts des Knotenpunktes gleich stark, d. h. für die größten Gurtkräfte ungleich beansprucht. Bei dem in der Abb. 348 dargestellten Knotenpunkt gehen die Kopfplatten und die Gurtwinkel durch, die Stegbleche dagegen sind in der Linie $a-a$ ungedeckt gestoßen. Vor allem ist die Anzahl der Niete auszurechnen, die zum Anschluß der Stegbleche links und rechts des Stoßes bei ihrer größten Beanspruchung erforderlich ist. Diese Niete sind der Einfachheit halber auch für den Belastungsfall, der für die größte Resultante aus den Kräften in den Füllungsgliedern maßgebend ist und der sich mit keinem der beiden Belastungsfälle für die größten Gurtkräfte deckt, als voll beansprucht und daher als verbraucht anzusehen. Die größte Resultante R aus den Kräften in den Füllungsgliedern ist gleichbedeutend mit dem größten Unterschied der Gurtkräfte O_r und O_l . Die ungleichen Kräfte O_r und O_l rufen in den gleich starken Querschnitten der beiden Gurtstäbe ungleiche Spannungen σ_r und σ_l hervor.

Die Stegbleche sind bereits an dem Knotenblech genügend stark angeschlossen, es bleibt also nur noch der auf den Gurtquerschnitt abzüglich der Stegbleche entfallende Spannkraftunterschied. Bezeichnet F den Gesamtquerschnitt und f den Querschnitt

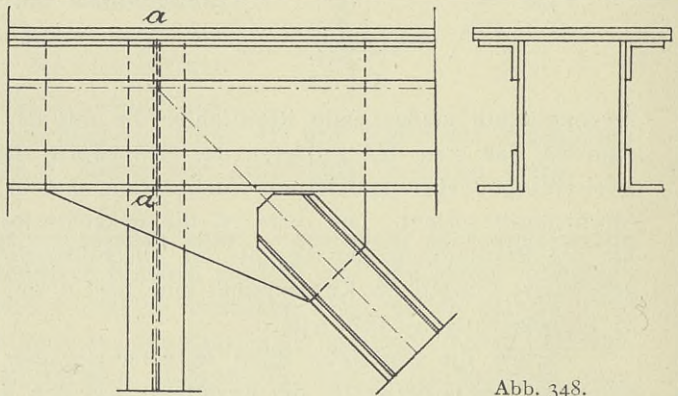


Abb. 348.

beider Stegbleche, so müssen zur Verbindung von Knotenblech und Gurtung außer den für die Stegbleche erforderlichen Nieten noch so viele vorhanden sein, daß sie den Größtwert der Resultante $R \cdot \frac{F-f}{F}$ aufnehmen können. Der Größtwert der Resultante wird nach der Angabe im Fall b) bestimmt.

Offenbar rechnet man unter der oben der Einfachheit halber gemachten Annahme sehr sicher. In der Tat können auch einige der zum Anschluß der Stegbleche errechneten Niete mit zur Aufnahme der Kraft $R \cdot \frac{F-f}{F}$ herangezogen werden, da der Belastungsfall, für den R den Größtwert annimmt, nicht die größten Werte für die Gurtkräfte hervorruft. Die vereinfachende Annahme ist jedoch stets zu empfehlen, da sonst drei Rechnungen durchgeführt werden müssen, und zwar für die verschiedenen Belastungsfälle, die den größten Wert für R , O_r und schließlich für O_l ergeben. Es ist von vornherein nicht zu übersehen, welcher von ihnen die größte Nietanzahl erfordert.

β) Die Querschnitte der Gurtstäbe sind links und rechts verschieden stark und den in ihnen herrschenden größten Spannkraften angepaßt. Ebenso wie beim Fall $c \alpha$) sollen nur die Stegbleche gestoßen, ihre Stöße aber nicht besonders gedeckt werden (Abb. 349).

Der Einfachheit halber wird wieder die Annahme gemacht, daß die zum Anschluß der Stegbleche an den Knotenblechen erforderlichen Niete auch für den Belastungsfall, der die größte Resultante aus den Kräften in den Füllungsgliedern ergibt, voll beansprucht sind.

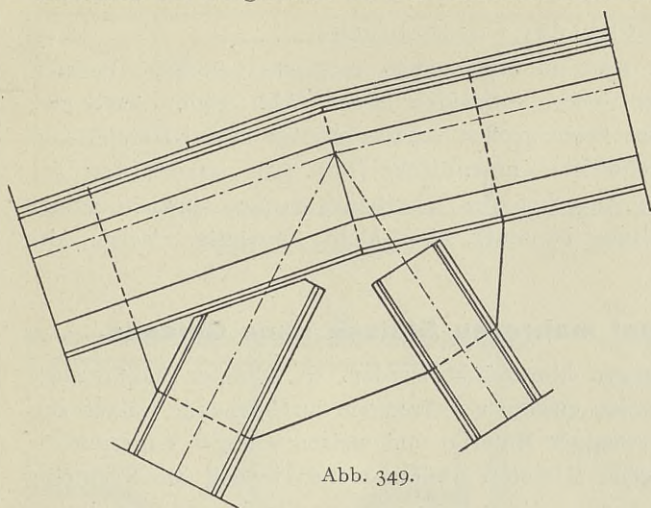


Abb. 349.

Der Belastungsfall, der den Größtwert von R hervorruft, wird Gurtkräfte O_r und O_l verursachen, die in den Gurtstäben trotz des Unterschiedes in der Querschnittsgröße etwas voneinander abweichende Spannungen σ_r und σ_l ergeben.

Der Spannkraftsunterschied $O_r - O_l = R$ ist also gleich $(\sigma_r - \sigma_l) \cdot F + \sigma_r \cdot dF$, wenn F den Inhalt des Querschnittes des linken Gurtstabes und $F + dF$ den Inhalt des Querschnittes des rechten Gurtstabes bedeutet. Ein geringer, auf die Stegbleche entfallender Anteil des Spannkraftsunterschiedes ist also auch in diesem Falle bereits angeschlossen. Er ist aber im Vergleich zu dem Anteil im Falle $c\alpha$) sehr klein, und es empfiehlt sich daher, ihn zu vernachlässigen und den größten Wert der Resultante aus den Kräften in den Füllungstäben durch anderweitige Niete voll zum Anschluß zu bringen.

5. Stärke der Knotenbleche.

Die Stärke der Knotenbleche ist nicht zu gering zu wählen, um ihre Größe einzuschränken und die zweischnittig beanspruchten Anschlußniete besser ausnutzen zu können. Für kleinere Brücken empfiehlt sich eine Stärke von 1,5 cm, für mittlere von 1,8 cm und für große Brücken eine Stärke von

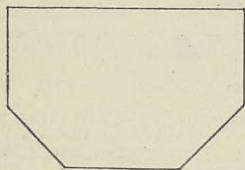


Abb. 350.

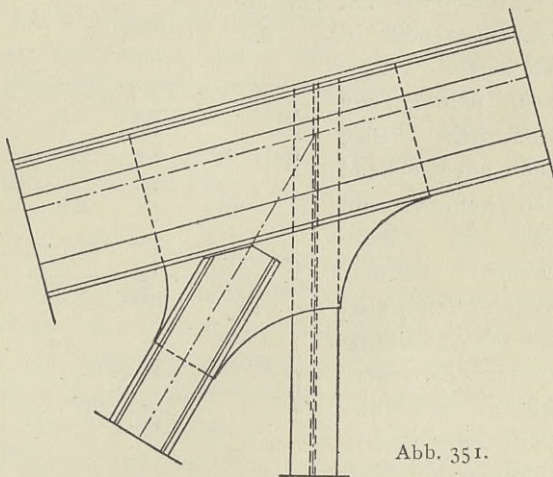


Abb. 351.

2,0 bis 2,2 cm. Bei diesen Stärken wird die Tragkraft zweischnittiger Niete von 2,0 cm, 2,3 cm und 2,6 cm Durchmesser annähernd voll aus-

genutzt (vergl. hierzu auch die Abhandlung über die Nietverbindungen, Abschnitt III).

6. Form der Knotenbleche.

Für die Knotenbleche sind im allgemeinen möglichst einfache Formen zu wählen, die sich mit der Schere schneiden lassen (Abb. 350). Auch einspringende Ecken verursachen keine großen Schwierigkeiten in der Herstellung. Vergl. Abschnitt VII. Geschweifte Knotenbleche (Abb. 351) werden dort angeordnet, wo auf ein gutes Aussehen des Überbaues großes Gewicht gelegt werden muß. Ihre Herstellung ist teuer, aber nicht schwierig. Vergl. Abschnitt VII.

B. Balkenträger auf mehreren Stützen ohne Gelenke.

Sollen mehrere Öffnungen überbrückt werden, so kommen häufig statt einfacher Balkenträger über den einzelnen Öffnungen durchgehende Balken zur Ausführung. Sie erfordern weniger Material und weisen weniger Lagerpunkte auf als einfache Balkenträger. Diesen Vorteilen stehen jedoch die Nachteile gegenüber, daß die durchgehenden Balkenträger sehr empfindlich gegen Stützensenkungen sind, weil jede Veränderung der Höhenlage der Stützen den Spannungszustand erheblich beeinflußt, und daß an einzelnen Lagern in der Regel negative Auflagerkräfte entstehen, die unbequeme Verankerungen erfordern. Bei kleineren Stützweiten bis zu 20 m werden vollwandige Träger, bei größeren Stützweiten gegliederte Träger ausgeführt.

1. Vollwandige Träger.

Bei Anordnung von drei Stützen (Abb. 352) werden in der Regel die beiden Öffnungen gleiche Stützweite erhalten können, bei vier Stützen (Abb. 353) sind wenigstens gleichgroße Seitenöffnungen anzustreben. Als zweckmäßigste Stegblechhöhe hat sich erfahrungsgemäß $\frac{1}{12}$ der Stützweite ergeben.

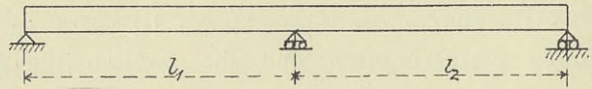


Abb. 352.

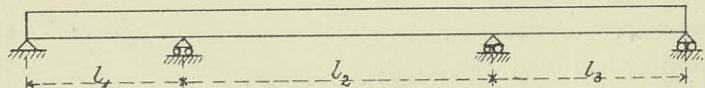


Abb. 353.

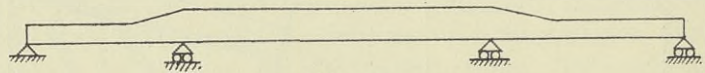


Abb. 354.

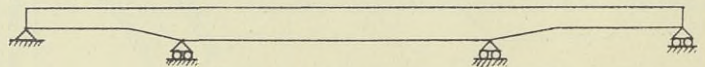


Abb. 355.

Jedoch kann von dieser Höhe auch entsprechend den Angaben auf Seite 72 abgewichen werden. Auch in dem Falle, daß bei Anordnung zweier Zwischenstützen die Stützweiten der Seitenöffnungen beträchtlich von der der Mittelöffnung abweichen, wird in der Regel das Stegblech in gleicher Höhe über alle drei Öffnungen durchgeführt. Es sind aber auch

die in den Abb. 354 u. 355 dargestellten Trägerformen gebräuchlich. Hinsichtlich der Ausbildung des Trägerquerschnittes, der Anschlüsse, der Stöße usw.

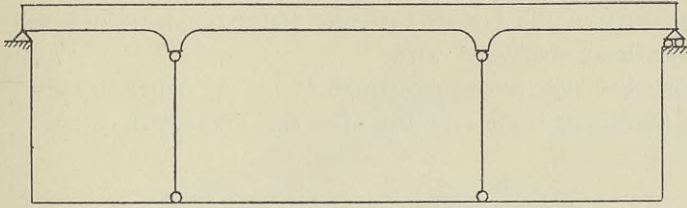


Abb. 356.

zeigen diese Träger keine Abweichungen von dem Blechträger auf zwei Stützen, der bereits eingehend behandelt ist.

Bei Überführungen über städtische Straßen ist es beliebt,

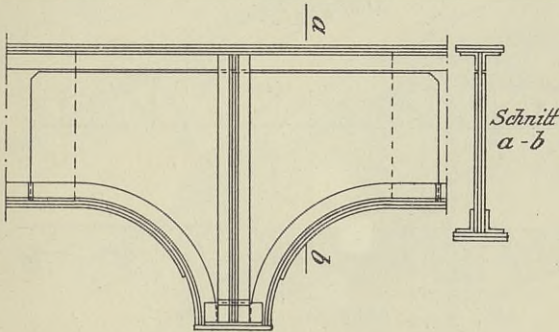


Abb. 357.

die Träger über den Pendelsäulen nach Abb. 356 des guten Aussehens wegen herunterziehen, um hierdurch eine Betonung der Stützpunkte zu erzielen. Die Stegbleche links und rechts des Stützpunktes werden in diesem Falle an den Stellen, an denen die Erweiterung beginnt, gestoßen. Das erforderliche Trägheitsmoment über der Stütze wird durch

Auflegen von Platten (Abb. 357) erreicht. Die Winkel unmittelbar über den Stützen liefern für das Trägheitsmoment keinen Beitrag, da sie nicht genügend angeschlossen sind.

2. Gegliederte Träger.

Am häufigsten gelangen Träger auf vier Stützen zur Ausführung. Der in Abb. 358 dargestellte Parallelträger befriedigt nicht im Aussehen, und es werden daher Trägerformen nach den Abb. 359, 360 u. 361 bevorzugt, bei denen die Mittelstützen durch das Äußere des Trägers betont sind. Der Träger in Abb. 361 eignet sich natürlich nur für den Fall, daß die Fahrbahn oben liegt.

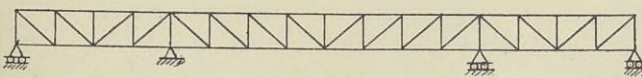


Abb. 358.

Bei der in Abb. 359 wiedergegebenen Anordnung laufen die Streben in den den Mittelstützen benach-

barten Feldern an der Spitze zusammen. Der Anschluß dieser Streben stößt wegen des spitzen Zusammenlaufens der Gurtungen auf Schwierigkeiten, außerdem muß der lange Pfosten die ganze Auflagerkraft aufnehmen und erfordert zur Erzielung genügender Knicksicherheit erhebliche Abmessungen. Aus diesen Gründen wird der Anordnung nach Abb. 360 der Vorzug gegeben.

Die Feldweite ist dadurch gegeben, daß man die Streben an den Trägerenden unter 45° geneigt anordnet. Die Streben in der Nähe der Mittelstützen sind, abgesehen von dem Parallelträger, steiler als die übrigen. Um den Unter-

schied in der Neigung der Streben einzuschränken, hat man den Feldern in der Nähe der Mittelstützen eine größere Weite gegeben als den übrigen Feldern. Jedoch befriedigt ein solches Trägernetz die Forderungen eines guten Aussehens nicht; außerdem erhalten hierbei die Längsträger der Fahrbahn verschiedene Länge, wodurch die Herstellung erschwert wird.

Für den Parallelträger hat sich erfahrungsgemäß $\frac{1}{9}$ bis $\frac{1}{10}$ der Stützweite der größten Öffnung als günstigste Höhe ergeben. Bei den Trägerformen nach den Abb. 359, 360 u. 361

geht man in der Mitte der Mittelöffnung mit der Höhe auf $\frac{1}{12} l$ herab und wählt zweckmäßig die Höhe an den beiden Trägerenden ebenso groß. Die gebogenen Gurtungen können nach Parabeln geformt werden. Für den Fall, daß die Seitenöffnungen je halb so groß sind wie die Mittelöffnung, sind die

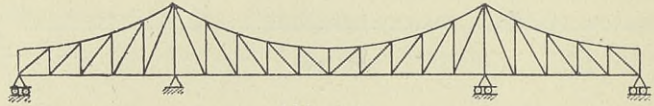


Abb. 359.

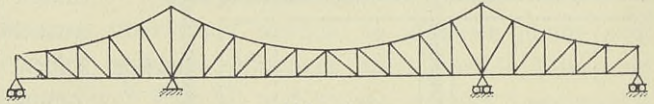


Abb. 360.

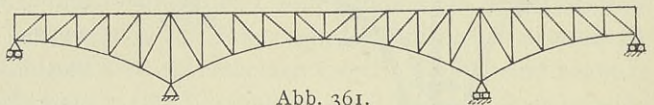


Abb. 361.

Seitenöffnungen die Spiegelbilder der benachbarten Hälften der Mittelöffnung. Sind die Seitenöffnungen größer als die Hälften der Mittelöffnung, so setzen sie sich von dem Ende des Spiegelbildes als Parallelträger fort. Ist dagegen die Mittelöffnung größer als die beiden Seitenöffnungen zusammen, so mache man die Höhen in der Mitte und an den Enden wieder gleich groß, forme den gebogenen Gurt in den Seitenöffnungen nach einer halben Parabel, stelle das Spiegelbild hiervon in der Mittelöffnung her und verbinde die beiden Spiegelbilder durch einen Parallelträger (Abb. 362). Als Pfeilhöhe für die Parabel empfiehlt sich der Wert $\frac{1}{7} l$. Dadurch sind zugleich die Höhen

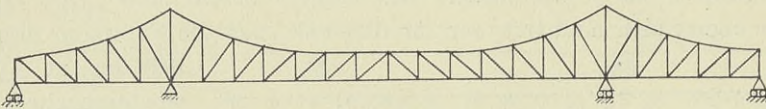


Abb. 362.

der Spitzen bestimmt. Die Ausbildung der Knotenpunkte und Querschnitte unterscheidet sich im allgemeinen nicht von der Ausbildung dieser Bauteile bei den einfachen Balkenbrücken. Einige Besonderheiten zeigen nur die Spitzen und Auflagerpunkte über den Mittelstützen.

Eine sehr zweckmäßige Durchbildung der Spitze des in der Abb. 360 dargestellten Trägers zeigt die Abb. 363.*) In jeder Wandung der Gurtung sind hier drei übereinander liegende, gestaffelte Knotenbleche angeordnet, welche die Kopfplatten durchdringen. Das innerste und äußerste Knotenblech jeder

*) Havelbrücke bei Glienicke. Entwurf der Gesellschaft Harkort.

Wandung reicht bis zur Außenkante der Verstärkungswinkel, die auf die Kopfplatten genietet sind. Das mittelste Knotenblech jeder Wandung ist noch höher hinausgeführt und dient einem architektonischen Schmuck zum Anschluß. Die inneren Stegbleche sind an den innersten Knotenblechen angeschlossen, die äußeren Stegbleche greifen auf die mittelsten Knotenbleche hinauf und stoßen gegen die äußersten Knotenbleche, an denen die Bei-

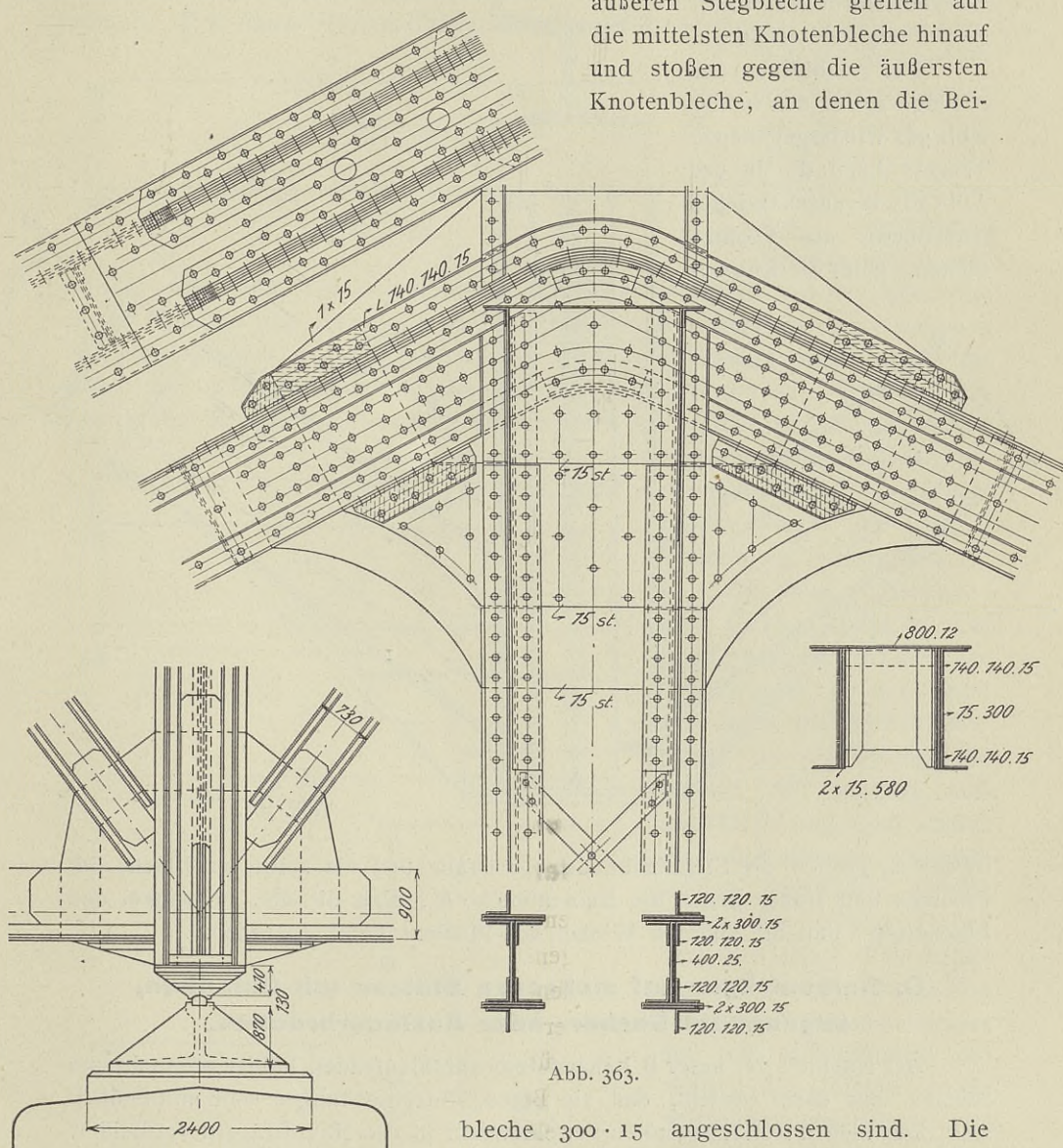


Abb. 363.

bleche $300 \cdot 15$ angeschlossen sind. Die Winkel und Kopfplatten beider Gurtstäbe gehen an der Spitze in nicht zu scharfer Krümmung ineinander über. Die über die Kopfplatten hinausragenden Knotenbleche bewirken im Verein mit den Verstärkungswinkeln eine günstige Beanspruchung des Knotenpunktes.

Den Auflagerknotenpunkt unterhalb der Spitze ordnet man am besten in der Weise an, wie es die Abb. 364 veranschaulicht. Der Pfosten ist bis zum

Auflager durchgeführt, die Untergurtstäbe sind unterbrochen. Die Knotenbleche sind unten über die Untergurtstäbe hinaus hervorgezogen, wodurch auch die in den wagerechten, unteren Teilen der Gurtstäbe herrschenden Kräfte von den Knotenblechen ohne Überbeanspruchung aufgenommen werden können.

Der Ausbildung der Auflagerspitze des in der Abb. 361 wiedergegebenen Trägers kann die in der Abb. 365 veranschaulichte Anordnung als Vorbild dienen. Über die Knoten-

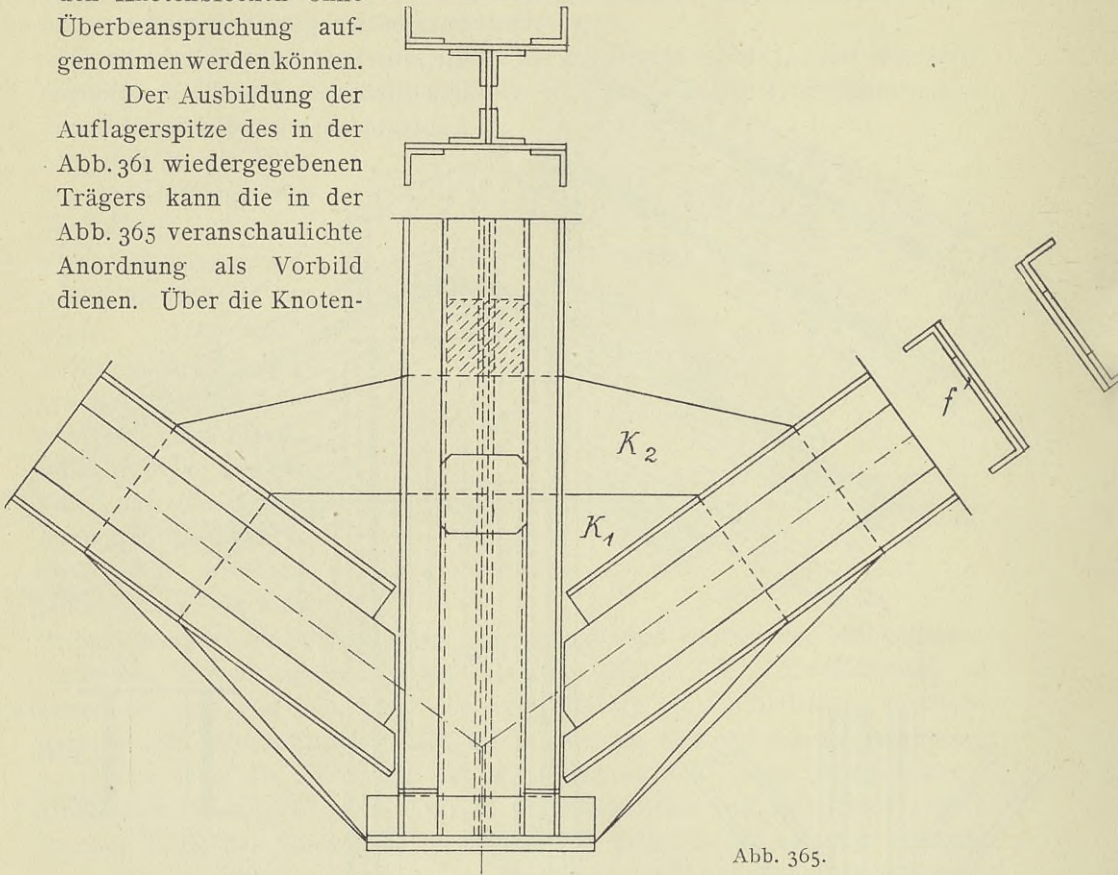


Abb. 365.

bleche K_2 greifen die Stegbleche der Gurtstäbe und die seitlichen Bleche des Pfostens und stoßen gegen die Knotenbleche K_1 , über die die Gurtwinkel und Flacheisen f und die äußeren Winkel des Pfostens geführt werden.

C. Balkenträger auf mehreren Stützen mit Gelenken, sogenannte Gerber- oder Auslegerbrücken.

Der Nachteil der unter B behandelten durchlaufenden Träger auf mehreren Stützen, der darin besteht, daß sie gegen Stützensenkungen sehr empfindlich sind, läßt sich durch Einschalten von Gelenken in den Hauptträgern vermeiden. Im allgemeinen läßt sich sagen, daß der Gerber-Träger so viel Gelenke aufweisen muß, als die Anzahl der Stützen über zwei beträgt, um ein äußerlich statisch bestimmtes Gebilde zu erhalten. Beim Träger mit vier Stützen werden die beiden Gelenke entweder in der Mittelöffnung oder in den Seitenöffnungen angeordnet (siehe Abb. 366 u 367). Die Trägerteile mit den überkragenden Enden heißen Kragträger, die anderen werden eingehängte Träger oder Schwebeträger genannt. Bei der in der Abb. 366 wiedergegebenen Anordnung sind

zwei seitliche Kragträger und ein mittlerer Schwebeträger vorhanden, während die Abb. 367 eine Ausbildung mit einem mittleren Kragträger und zwei seitlichen Schwebeträgern zeigt.

Die Lage der Gelenke wird nach verschiedenen Gesichtspunkten bestimmt. Z. B. kann bei dem Träger in Abb. 366 die Forderung gestellt werden,

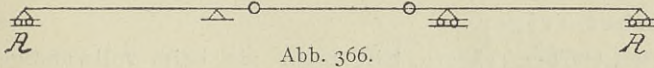


Abb. 366.

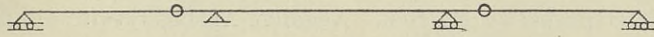


Abb. 367.

daß bei gleichmäßiger Gesamtbelastung die Momente über den Stützen dem Moment in der Mitte des eingehängten Trägers gleich sein

sollen, oder auch daß bei Belastung des Schwebeträgers und der Kragarme durch ständige und veränderliche Last die hierdurch hervorgerufene negative Auflagerkraft bei A (Abb. 366) ebenso groß oder kleiner sein soll als die durch die ständige Belastung der Seitenöffnungen verursachte positive Auflagerkraft. Rechnerisch läßt sich ferner, wenn auch nicht in einfacher Weise,

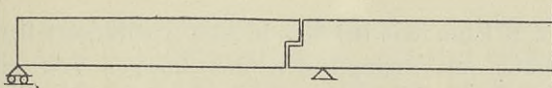


Abb. 368.

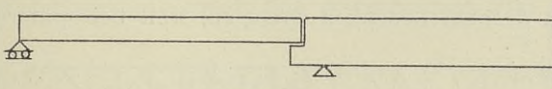


Abb. 369.

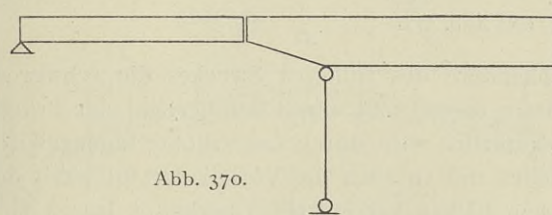


Abb. 370.

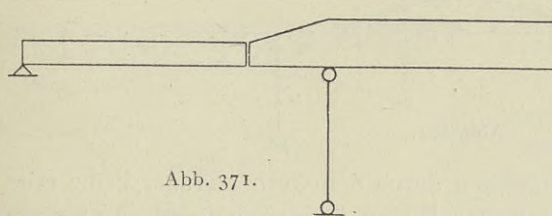


Abb. 371.

eine Lage der Gelenke bestimmen, die für den Materialaufwand des ganzen Trägers am günstigsten ist.

Bei dem vollwandigen Gerber-Träger auf vier Stützen wird die Lage der Gelenke in der Regel nur durch die Berücksichtigung der Forderung bestimmt, daß negative Auflagerkräfte wegen der schwer zu unterhaltenden Verankerungen vermieden werden sollen. Die Gelenke werden deshalb vielfach dicht neben den Stützen angeordnet. Sind die Seitenöffnungen kleiner als die Mittelöffnung, so werden die Gelenke in die Seitenöffnungen gelegt, weil so ein geringerer Gelenkdruck erzielt wird als bei der Lage der Gelenke in der

Mittelöffnung dicht neben den Säulen. Das Stegblech wird meist in gleicher Höhe über alle Öffnungen geführt (Abb. 368), doch sind auch Anordnungen nach den Abb. 369, 370 u. 371 gebräuchlich. Maßgebend für die Wahl einer dieser Trägerarten sind die Ansichten über das Aussehen. Eine große Materialersparnis läßt sich durch Verringerung der Stegblechhöhe in den Seiten-

öffnungen nicht erzielen. Bei gleicher Höhe der Stegbleche in allen Öffnungen erhält der Träger in der Seitenöffnung gewöhnlich keine Gurtplatten. Als Stegblechhöhe wird zweckmäßig $\frac{1}{10}$ der Stützweite der größten Öffnung gewählt. Die Ausbildung des Trägers weist mit Ausnahme der Gelenke keine Abweichungen von der Gestaltung eines vollwandigen Trägers auf zwei Stützen auf. Über die Durchbildung der Gelenke ist später die Rede.

Gegliederte Gerber-Träger.

Bei den gegliederten Gerber-Trägern tritt mehr als beim vollwandigen Träger das Bestreben hervor, durch eine günstige Lage der Gelenke eine möglichst große Materialersparnis zu erzielen. Negative Auflagerkräfte nimmt man dabei mit in Kauf. Sie lassen sich allerdings auch hier dadurch vermeiden, daß man in der Nähe der Auflager, die negative Auflagerkräfte erhalten würden, Ballast unter der Fahrbahn aufbringt oder die ständige Belastung der einzelnen Träger-

teile durch entsprechende Ausbildung der Fahrbahn verschieden groß macht. Z. B. kann man bei dem in Abb. 372 dargestellten

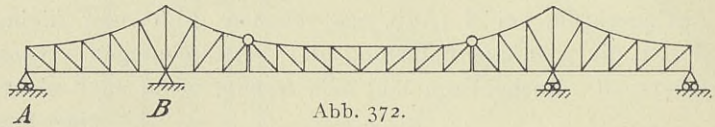


Abb. 372.

Träger den Teil *AB* der Fahrbahn mit Steinpflaster, den übrigen Teil mit Holzpflaster herstellen und hierdurch das Eigengewicht so verteilen, daß auch die Verkehrslasten keinen negativen Auflagerdruck bei *A* hervorrufen können. Jedoch stehen diesem Verfahren deshalb Bedenken entgegen, weil bei späterer

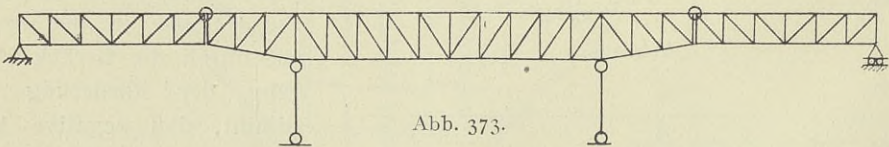


Abb. 373.

Erneuerung der Fahrbahn in Unkenntnis des früheren Zweckes die schwerere Fahrbahndecke durch eine leichtere ersetzt und damit der Bestand der Brücke in Frage gestellt werden kann. Natürlich wird durch das erhöhte Eigengewicht auch der Materialaufwand vermehrt und so auch der Vorteil der Billigkeit der Gerber-Träger gegenüber einfachen Balken verringert. Überhaupt lassen sich

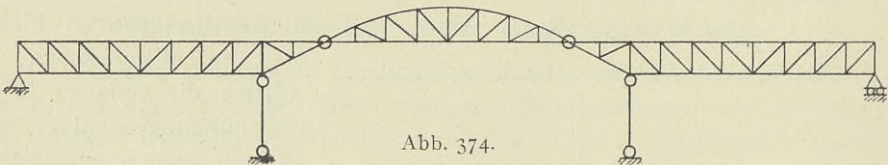


Abb. 374.

bei kleineren und mittleren Stützweiten durch den Gerber-Träger keine erheblichen Ersparnisse gegenüber einfachen Balken über den einzelnen Öffnungen erzielen. Die Gelenke werden bei vier Stützen in den Seitenöffnungen oder in der Mittelöffnung angeordnet. Im allgemeinen legt man die Gelenke für den Fall, daß die Mittelöffnung größer als jede der Seitenöffnungen ist, in die Mittelöffnung. Ein gutes Verhältnis der Stützweite des eingehängten Trägers zur Stützweite der Mittelöffnung ist 0,5 bis 0,6.

Für den Gerber-Träger läßt sich stets ein gutes Aussehen erzielen. Es empfiehlt sich, mit den Gelenken nicht Versteck zu spielen, sondern sie klar in die Erscheinung treten zu lassen. Die Abb. 372 bis 375 geben einige gute Beispiele dieser Träger.

Die günstigsten Werte für die Höhe des Schwebeträgers sind dieselben wie für den einfachen Balken, wobei die Stützweite dieses Trägers von Auf-

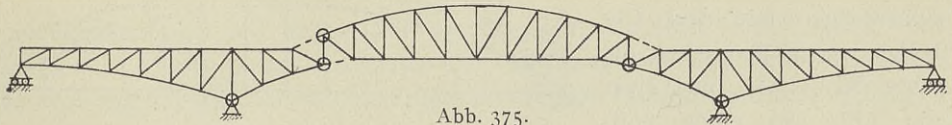


Abb. 375.

lagerpunkt zu Auflagerpunkt zu rechnen ist. Die Höhe des Kragträgers kann etwas niedriger als für den einfachen Balken gehalten werden. In bezug auf die bauliche Ausbildung bieten die Träger mit Ausnahme der Gelenkgestaltung keine Besonderheiten. Die Gelenke werden später behandelt werden.

D. Bogenbrücken.

Die Bogenbrücken werden dort gebaut, wo auf ein gutes Aussehen besonderes Gewicht gelegt wird. Sie sind auch in dem Falle am Platze, daß die Hauptträger der Überbauten niedrig gehalten werden müssen. Sie sind aber in allen den Fällen teurer als die Balkenbrücken, in denen keine natürlichen Widerlager in Gestalt von gewachsenem Fels zur Aufnahme des Bogenschubes zur Verfügung stehen. Man unterscheidet Bogenträger, die an sich ein steifes Gebilde darstellen, und versteifte Stabbogen, die für sich nicht stabil sind, sondern

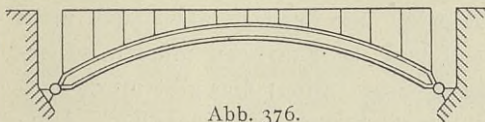


Abb. 376.

erst durch einen Versteifungsträger zu einem starren Gebilde werden. Bogen der ersten Art sind in den Abb. 376 u. 377 dargestellt. Die

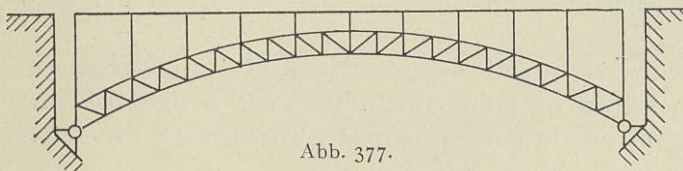


Abb. 377.

Abb. 376 veranschaulicht einen vollwandigen, biegungsfesten Zweigelenkbogen, die Abb. 377 einen Fachwerkbogen. Einen durch einen Parallelträger versteiften Stabbogen zeigt die Abb. 378; der Bogen besteht aus

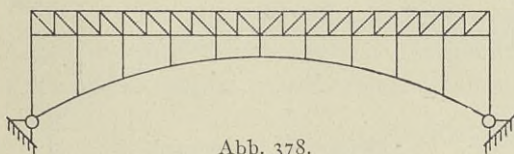


Abb. 378.

einzelnen Teilen, die dort, wo die Pfosten angreifen, für die Rechnungsannahme gelenkig miteinander verbunden gedacht sind. In Wirklichkeit werden diese Punkte starr vernietet. Weiter teilt man die Bogenträger ein in: eigentliche Bogenträger und Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub. Bei den eigentlichen Bogenträgern (Abb. 376 u. 377) üben auch senkrechte Kräfte auf die Widerlager wagerechte Schübe aus, während bei den Bogen-

trägern mit aufgehobenem Horizontalschub dieser Schub nicht die Widerlager beansprucht, sondern von Teilen der Eisenkonstruktion selbst aufgenommen wird. Beispielsweise nimmt bei dem in der Abb. 379 dargestellten Zweigelenkbogen mit Zugband das Zugband *Z* den Bogenschub auf.

Die Bogenträger werden mit drei Gelenken, nämlich einem Scheitelgelenk und zwei Kämpfergelenken, oder mit zwei Kämpfergelenken oder schließlich ohne Gelenke ausgebildet.

Bogenträger mit drei Gelenken veranschaulichen die Abb. 380 bis 382, und zwar die Abb. 380 einen vollwandigen Bogenträger, die

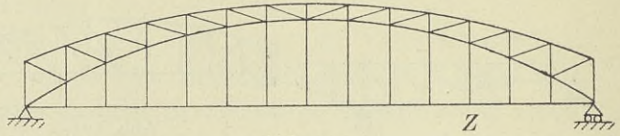


Abb. 379.

Abb. 381 einen sogenannten Bogenwickelträger, bei dem die obere Gurtung wagerecht verläuft, und die Abb. 382 einen Sichelträger, der von der Gestalt der Bogen seinen Namen hat.

Die Vorteile der Dreigelenkbogen bestehen darin, daß sie statisch bestimmt, daher in ihrem Spannungszustand unabhängig von Wärmeschwankungen sind und sich leicht berechnen lassen. Auch sind die Bogenträger mit drei Gelenken nicht so empfindlich gegen Ausweichungen der Widerlager wie die

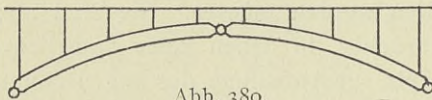


Abb. 380.

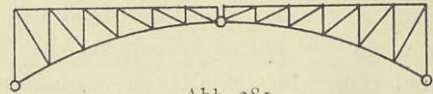


Abb. 381.

Zweigelenkbogen und die Bogen ohne Gelenke. Sie besitzen aber auch nicht unerhebliche Nachteile. Der Windverband und die Fahrbahn müssen so angeordnet werden, daß sie die Gelenkwirkung nicht stören; dies gibt oft zu verwickelten und schwer zu unterhaltenden Konstruktionen Veranlassung. Auch sind die Gelenke selbst Bauteile, die nicht billig und einfach in der Herstellung sind.

Die Zweigelenkbogen vermeiden alle diese Nachteile. Da ihre Berechnung auch sehr einfach ist, so sollten sie grundsätzlich statt der Dreigelenkbogen überall dort gebaut werden, wo ein guter Baugrund vorhanden ist, der keine Ausweichungen der Widerlager befürchten läßt.

Die gelenklosen Bogenträger (vergl. Abb. 10) erfordern zwar weniger

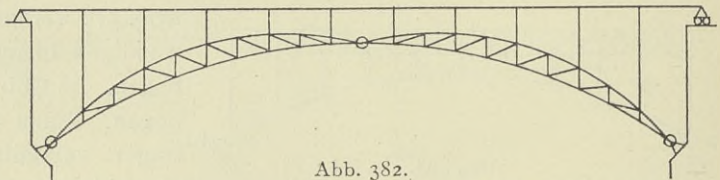


Abb. 382.

Eisenaufwand als die anderen Bogenträger, sie sind aber schwer zu berechnen und sehr empfindlich gegen Ausweichungen der Widerlager und erleiden sehr hohe Beanspruchungen durch Wärmeschwankungen. Sollen ferner die Rechnungsannahmen der Kämpfereinspannung für alle Laststellungen erfüllt sein, so werden verwickelte und schwer zu unterhaltende Verankerungen erforderlich. Die gelenklosen Bogen eignen sich nur für eine große Pfeilhöhe

und sehr sicheren Baugrund. Sie sind äußerst selten ausgeführt worden und sollen daher nicht in den Einzelheiten behandelt werden.

Die Bogenträger können auch nach der Art der durchlaufenden Balkenträger oder der Gerber-Träger über mehrere Öffnungen geführt werden, wie dies in den Abb. 383 bis 387 veranschaulicht ist. Die Abb. 383 stellt einen Zweigelenkbogenträger mit wagerechter Gurtung dar, der nach beiden Seiten über die festen Gelenke hinaus ausgekragt ist. Die Kragarme sind auf beiden Seiten beweglich gelagert. Ein solcher Träger ist dreifach statisch unbestimmt. Durch

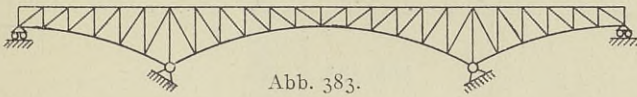


Abb. 383.

dies in den Abb. 383 bis 387 veranschaulicht ist. Die Abb. 383 stellt einen Zweigelenkbogenträger mit wagerechter Gurtung dar, der nach beiden Seiten über die festen Gelenke hinaus ausgekragt ist. Die Kragarme sind auf beiden Seiten beweglich gelagert. Ein solcher Träger ist dreifach statisch unbestimmt. Durch

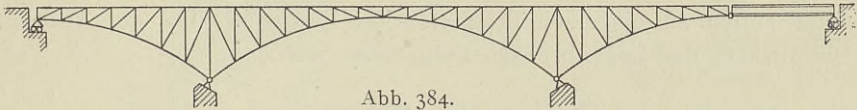


Abb. 384.

Einfügen von Gelenken können die statischen Unbestimmtheiten beseitigt werden. So ist eine statische Unbestimmtheit bei dem in der Abb. 384 wiedergegebenen Träger dadurch aufgehoben worden, daß in einer der Seitenöffnungen ein

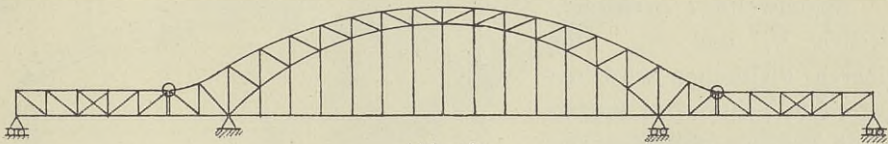


Abb. 385.

Gerber-Gelenk eingefügt ist. In der Abb. 385 ist ein Zweigelenkbogen mit Zugband nach beiden Seiten verkragt. Auf die Kragarme stützen sich einfache Balkenträger. In der Abb. 386 stützen zwei seitliche, in die Mittelöffnung vor-

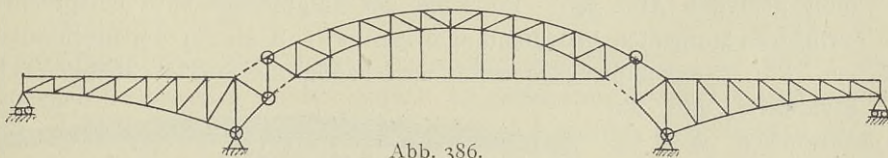


Abb. 386.

kragende Träger einen Zweigelenkbogen mit Zugband. Der in der Abb. 387 dargestellte Überbau besteht aus einem die Mittelöffnung überspannenden und in die Seitenöffnungen vorkragenden Zweigelenkbogen mit Zugband, auf dessen Kragarme sich Zweigelenkbogen mit Zugband stützen.

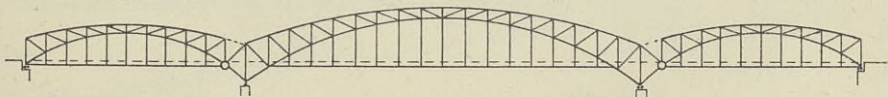


Abb. 387.

Werden bei einer Brücke mit mehreren Öffnungen und mit oben liegender Fahrbahn die einzelnen Öffnungen mit einzelnen Bogenträgern überspannt (Abb. 388), so legt man des guten Aussehens wegen die Kämpferpunkte in ein

und dieselbe Wagerechte. Bei Straßenbrücken hat die Fahrbahn in der Regel von der Mitte der Brücke nach beiden Seiten hin Gefälle. Infolgedessen vermindern sich in den Seitenöffnungen die Pfeilhöhen. Für ein gutes Aussehen ist es nun

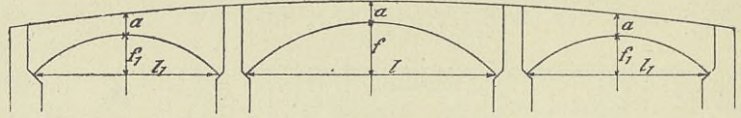


Abb. 388.

entschieden am vorteilhaftesten, wenn das Verhältnis der Pfeilhöhe zur Spannweite in allen Öffnungen das gleiche ist. Man muß dementsprechend die Spannweite in den Seitenöffnungen vermindern.

Die Kämpfer- und Scheitelgelenke werden später behandelt werden. Im folgenden sollen an einzelnen Beispielen die Besonderheiten der Ausbildung der Hauptträger der Bogenbrücken besprochen werden

1. Vollwandige Bogenträger.

Die vollwandigen Bogenträger liegen in der Regel unter der Fahrbahn (Abb. 389). Sie werden nach einer Parabel oder einem Kreisbogen geformt.

Das Verhältnis des Pfeiles f zur Spannweite l schwankt zwischen $1/7$ und $1/10$. Bei kleineren Pfeilhöhen wird der wagerechte Schub des Bogens zu groß, größere Pfeilhöhen verbieten in der Regel die örtlichen Verhältnisse. Auch für das gute

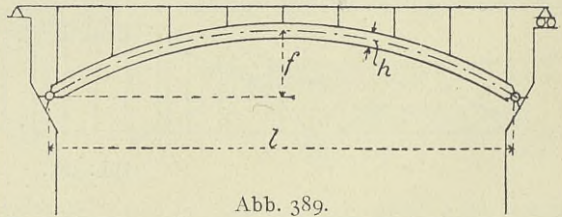


Abb. 389.

Aussehen sind die angegebenen Pfeilverhältnisse die besten. Soweit es die Stützweite und die Belastung zuläßt, werden die Querschnitte der Hauptträger einwandig gestaltet (Abb. 390). Die Höhe des Stegbleches wird entsprechend den geringeren Momenten bedeutend niedriger gewählt als für die Blechbalkenbrücken. Für Eisenbahnbrücken wählt man häufig die Stegblechhöhe $h = 1/40$ der Stützweite und für Straßenbrücken $h = 1/60$ der Stützweite, doch kann

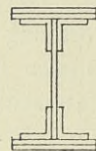


Abb. 390.

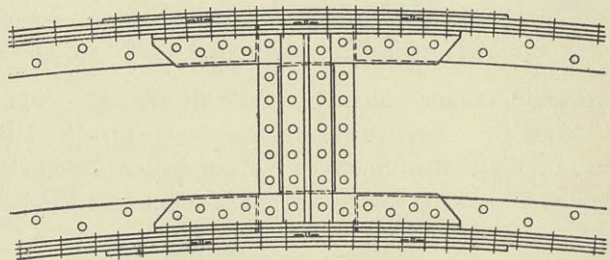


Abb. 391.

man unbedenklich auch größere Höhen anwenden, ohne dem guten Aussehen zu schaden. Größere Höhen sind selbstverständlich für die Querschnittsausgestaltung vorteilhafter. Mit ungleichschenkligen Winkeln, deren längere Schenkel abstehen, lassen sich zweckmäßigere Querschnitte erzielen als mit gleichschenkligen. Die Querschnitte werden durch Momente, Normalkräfte und Querkräfte beansprucht und sind hiernach zu untersuchen. Für die Berechnung ist die Be-

stimmung der sogenannten Kernpunktsmomente von Vorteil. Die Lage der Kernpunkte ist von Anfang an noch unbekannt, da die Querschnittsgrößen erst ermittelt werden sollen.

Nach Müller-Breslau gibt aber der Wert $\frac{5}{12}$ der Stegblechhöhe für die Abstände der Kernpunkte vom Schwerpunkt einen guten Anhalt für die Rechnung. Die Stegbleche müssen gebogen hergestellt werden. Eine Linienführung des Bogens nach einzelnen Sehnen würde sich sehr unvorteilhaft ausnehmen. Für die Einzelheiten der Nietteilung, der Anordnung der Stöße und der Stoßdeckung sind die Angaben in der

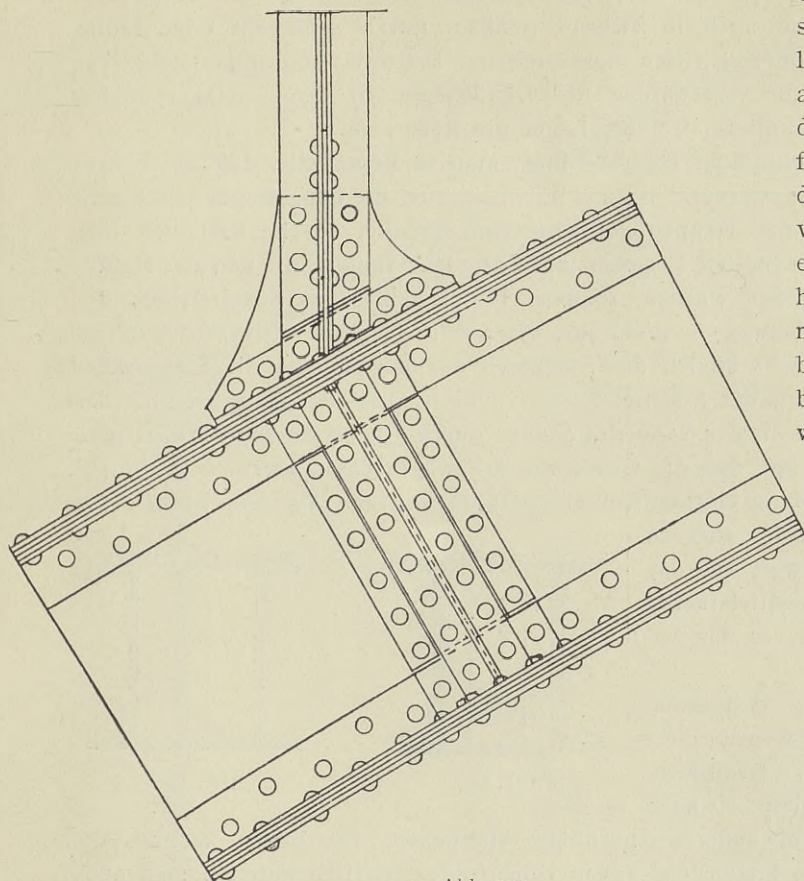


Abb. 392.

Abhandlung über die Blechbalkenbrücken maßgebend. Die Stöße des gebogenen Stegbleches werden jedoch in geringeren Abständen angeordnet als die eines geraden Stegbleches. Auch bei kleineren Bogenträgern wird man

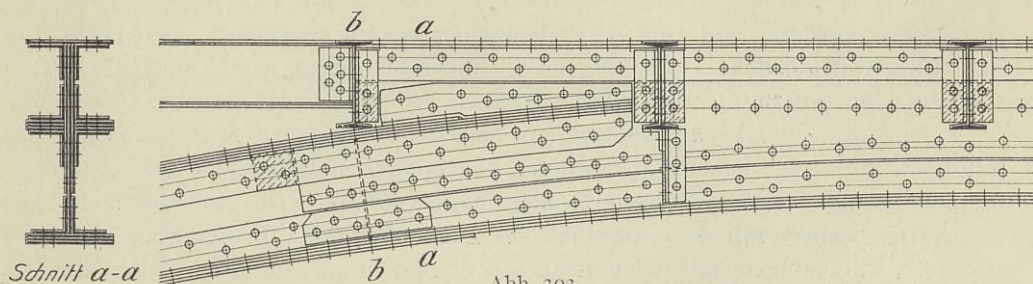


Abb. 393.

daher in der Regel in der Mitte und in den Viertelpunkten je einen Stegblechstoß vorsehen. Mit dem Stegblechstoß in der Bogenmitte verbindet man in der Regel einen Stoß aller übrigen Teile, wie dies in der Abb. 391 dar-

gestellt ist. Ein Stegblechstoß zwischen Kämpfer und Bogenscheitel gibt die Abb. 392 wieder. Die Stegblechwand, die nicht unter 10 mm stark sein darf, ist unter den die Fahrbahn stützenden Pfosten und bei großen Abständen dieser Pfosten auch noch in Zwischenpunkten durch senkrecht oder radial gestellte Winkel oder \perp -Eisen auszusteifen. Letztere Anordnung zeigt die Abb. 392. Über die Aussteifung der Hauptträger an den Auflagerpunkten wird bei der Abhandlung über die Lager die Rede sein.

Bei sehr beschränkter Bauhöhe führt man in dem Falle, daß die Längsträger mit den Hauptträgern in einer Ebene liegen, die Längsträger nicht gern unmittelbar über den Hauptträgern bis zum Scheitel durch, weil sich hier schwer zugängliche Stellen zwischen der Längsträgerunterkante und der Hauptträgeroberkante bilden würden, sondern bildet häufig das Scheitelstück des Bogens mit wagerechtem Obergurt aus, wie dies in der Abb. 393 veranschaulicht ist. In der Linie $b-b$ stoßen das Stegblech des Bogens und die Längsträger gegen das Stegblech des Scheitelstückes. Durch Aussteifung des Stegbleches des Scheitelstückes in der Nähe des Stoßes durch Flacheisen und Winkel muß dafür gesorgt werden, daß die Gurtkräfte der wagerechten Gurtung in die gebogene obere Gurtung einwandfrei übergeführt werden. Die Kopfplatten des gebogenen Obergurtes sind zu schlitzen und so weit auf das Stegblech des Scheitelstückes hinaufzuführen, als es der Anschluß erfordert.

Macht die Ausbildung der Querschnitte wegen ihrer Größe bei einer Stegblechwand Schwierigkeiten, so kann

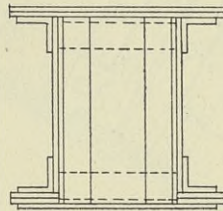


Abb. 394.

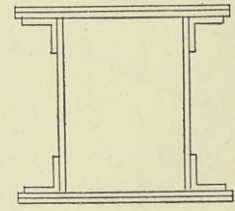


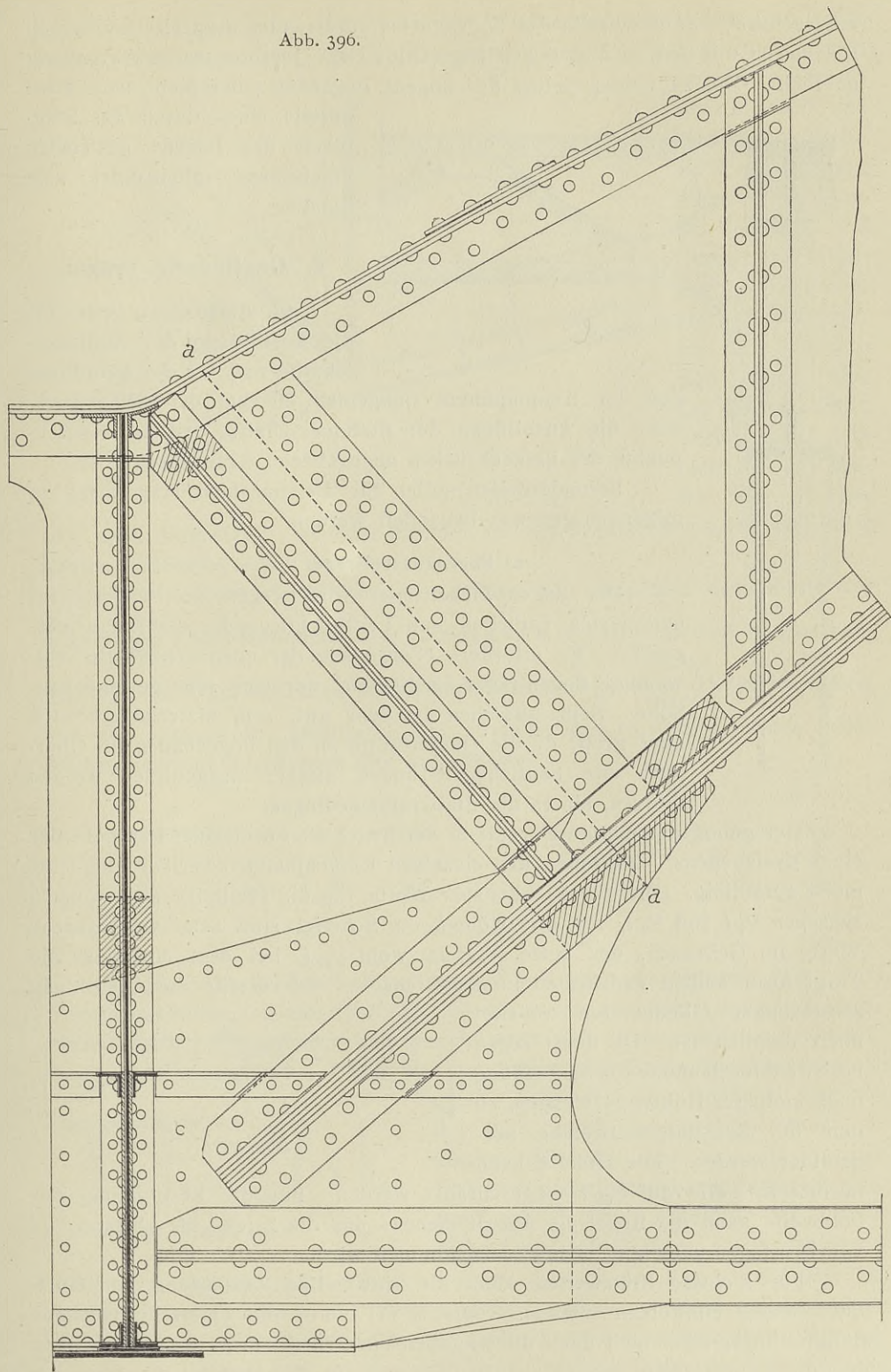
Abb. 395.

man zu einer zweiwandigen Anordnung übergehen. Die beiden Wände, die einen Abstand von mindestens 25 cm voneinander erhalten müssen, sind nach der Abb. 394 gegenseitig auszusteifen und miteinander zu verbinden. Das die unteren Gurtungen verbindende Flacheisen geht nicht durch, sondern wird nur an diesen Aussteifungsstellen angeordnet und mit mindestens je drei Niete an jedem der beiden Untergurte angeschlossen. Die Höhe der Wandungen kann bedeutend größer als ihr Abstand voneinander sein, es muß jedoch die Möglichkeit gewahrt sein, die Niete bequem erneuern zu können. Auf jeden Fall sind kastenförmige, geschlossene Querschnitte wegen der Unzugänglichkeit ihres Inneren zu vermeiden (Abb. 395).

Im Bezirk der Eisenbahndirektion Mainz ist im Jahre 1905 ein vollwandiger, über der Fahrbahn liegender Bogenträger mit Zugband¹⁾ zur Ausführung gelangt, der beachtenswerte Einzelheiten enthält. Die Abb. 396 stellt den Auflagerpunkt mit dem Anschluß des Zugbandes dar. In der Linie $a-a$ stößt das Knotenblech mit dem Stegblech des Bogens zusammen. Über die Ausbildung des Zugbandes werden beim gegliederten Bogenträger nähere Angaben gemacht. Aus der Abb. 397 ist die Befestigung der Hängestange an dem Bogen zu ersehen. Das \perp -Eisen der Hängestange ist am oberen Ende

¹⁾ Brücke über die Nahe bei Bingen.

Abb. 396.



aufgeschlitzt, auf die Breite des Bogengurtes auseinander gespreizt und durch Flacheisen mit den an dem Bogen angeschlossenen Querblechen in Verbindung gebracht. Die zu beiden Seiten des Bogens liegenden Querbleche sind oben mittels eines durch das Stegblech des Bogens gesteckten Flacheisens miteinander verbunden.

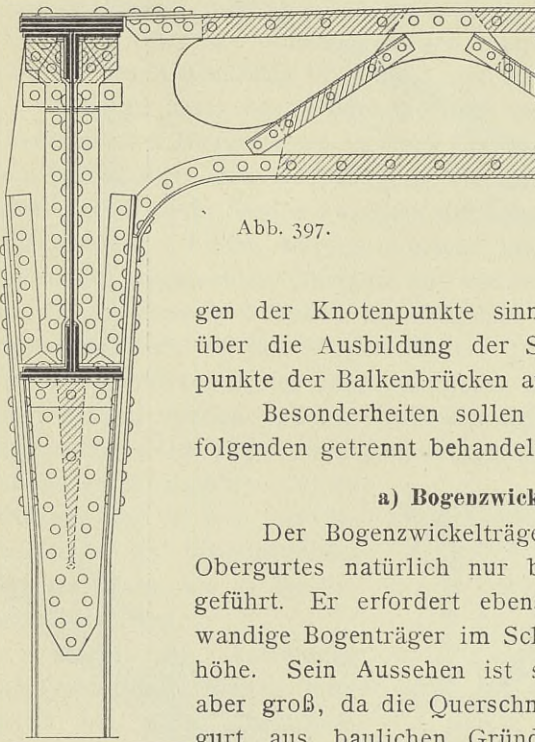


Abb. 397.

2. Gegliederte Träger.

Im allgemeinen gelten für die Ausbildung der Stabquerschnitte und für die Anordnungen der Knotenpunkte sinngemäß die bei der Abhandlung über die Ausbildung der Stabquerschnitte und der Knotenpunkte der Balkenbrücken angegebenen Grundsätze.

Besonderheiten sollen für die einzelnen Trägerarten im folgenden getrennt behandelt werden.

a) Bogenzwickelträger (Abb. 398).

Der Bogenzwickelträger wird wegen des wagerechten Obergurtes natürlich nur bei hochliegender Fahrbahn ausgeführt. Er erfordert ebenso wie der eben behandelte vollwandige Bogenträger im Scheitel nur eine sehr geringe Bauhöhe. Sein Aussehen ist sehr gut, sein Materialverbrauch aber groß, da die Querschnitte an den Bogenenden im Obergurt aus baulichen Gründen stärker ausgebildet werden müssen, als es die Stabkräfte bedingen.

Der gebogene Untergurt erhält in der Regel die Form einer Parabel oder eines Kreisbogens. Zwischen den einzelnen Knotenpunkten verläuft der Gurt meist geradlinig. Die gebräuchlichsten Werte für die Pfeilhöhe f schwanken zwischen $\frac{1}{7}l$ und $\frac{1}{9}l$, für die Höhe h im Scheitel sind sehr verschiedene Werte im Gebrauch, der beste Wert ist wohl $\frac{1}{25}l$, bei dem einerseits die Trägerform keinen gedrückten Eindruck macht, andererseits die Ausbildung stabförmiger Glieder am Scheitel noch möglich ist. Ist man wegen beschränkter Bauhöhe zur Anwendung noch kleinerer Höhen gezwungen, so muß der Scheitel vollwandig ausgebildet werden. Die Höhe h kann in diesem Falle auf $\frac{1}{60}l$ eingeschränkt werden. Für die Bestimmung der Feldweite kann die Regel als Anhalt dienen, daß die Strebe im Abstand $\frac{1}{4}l$ vom Auflager unter 45° geneigt angenommen wird.

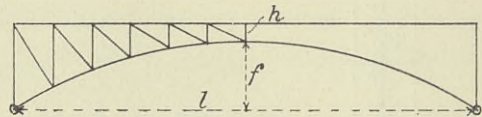


Abb. 398.

Für kleinere Stützweiten kann die einwandige Ausbildung der Gurtquerschnitte empfohlen werden. Siehe S. 111. Für die Querschnittsformen der Füllungsglieder sind dann die Angaben auf den S. 114 u. 115 zu beachten. Für die Knotenpunkte eignet sich in diesem Falle die Ausbildungsweise, bei

der die Knotenbleche an die Stelle der Stegbleche treten (Abb. 399). Für mittlere Stützweiten wird man zu doppelwandigen Gurtquerschnitten greifen

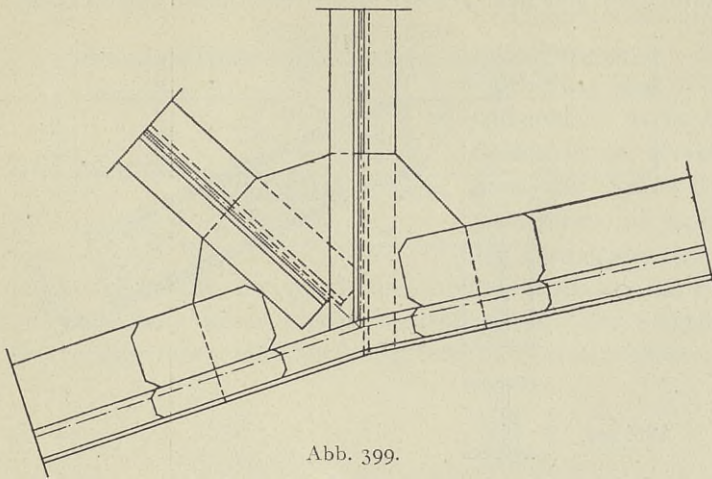


Abb. 399.

und die einzelnen Glieder nach den in den Abb. 400 a bis d angegebenen Formen gestalten. Es bedeutet *O* Obergurt, *U* Untergurt, *D* Diagonale und *V* Vertikale. Für die Streben eignet sich auch der **I**-Querschnitt, doch sieht er nicht so gut aus, wie der in der

Abb. 400 d dargestellte, weil bei ihm die aus der Trägerebene hervorstehenden Kanten fehlen.

Für die Höhe der Gurtungen bemühe man sich, mit dem Werte $h = \frac{2}{3} \left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ auszukommen. Die Formel gibt *h* in cm, wenn *l* in m gemessen wird. In der Regel wird man jedoch für *h* den Wert $\left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ nehmen müssen. Für den Abstand der Stegbleche bei zweiwandigen Gurtquerschnitten geben die Formeln auf S. 106 auch hier gute Werte.

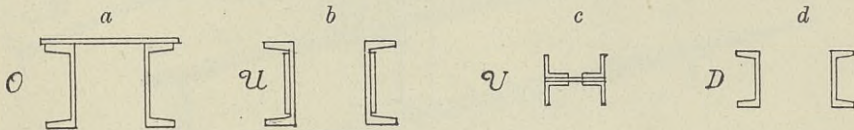


Abb. 400.

Ist die Höhe im Scheitel gering und will man den Scheitel nicht vollwandig ausbilden, so empfiehlt es sich des guten Aussehens wegen, Knotenbleche ganz zu vermeiden und die Füllungsstäbe unmittelbar an den Gurtwandungen anzuschließen. Will man aus Schönheitsgründen den Streben nicht

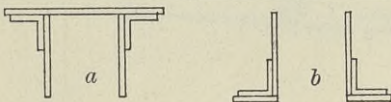


Abb. 401.

einen **I**-Querschnitt, sondern den in der Abb. 400 d dargestellten geben, so eignen sich für die Gurte die in der Abb. 401 wiedergegebenen Querschnitte. Sind jedoch zum Anschluß der Strebe mehr Niete erforderlich, als in den Gurtwandungen untergebracht werden können, was in der Regel wohl der Fall

sein wird, so ist die Strebe möglichst weit auf die Gurtwandungen hinaufzuführen und dadurch die Größe der Knotenbleche einzuschränken (Abb. 402 u. 403). Bei der in Abb. 402 dargestellten Anordnung liegen die Knotenblechen

an den Innenseiten der Wandungen, die beiden Teile des Strebenquerschnittes werden außen auf die Gurtwandungen geführt. Unterhalb der Stegbleche sind zwischen den Knotenblechen und den \square -Eisen der Strebe Futter eingefügt, die

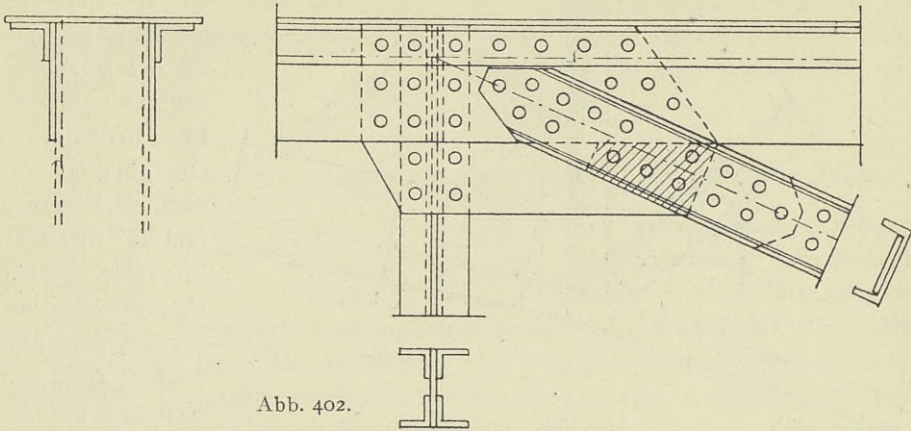


Abb. 402.

zur Vermeidung einer Biegebungsbeanspruchung in den Nieten an der Strebe besonders angeschlossen sind. Bei dem in der Abb. 403 veranschaulichten Knotenpunkt treten die Knotenbleche an die Stelle der Gurtstegbleche.

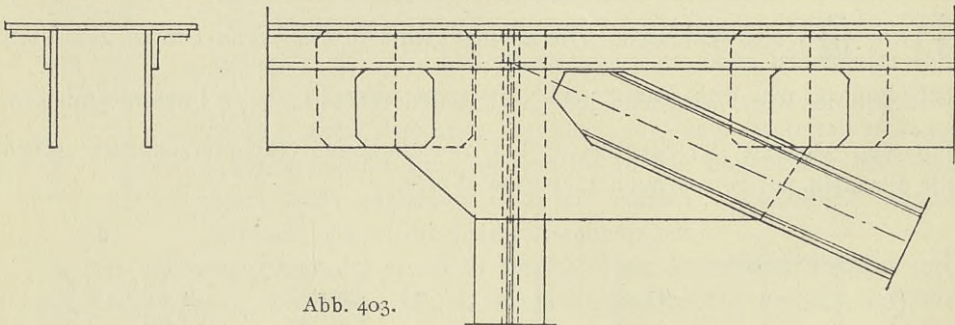


Abb. 403.

Die Abb. 404 zeigt den Scheitel eines Bogenzwickelträgers bei sehr beschränkter Bauhöhe in vollwandiger Ausbildung. Hierbei darf bei zweiwandiger Gestaltung der Gurtquerschnitte der Untergurt nicht eine Form nach

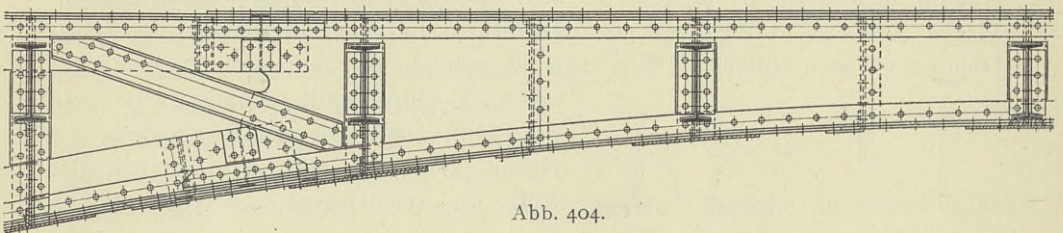


Abb. 404.

Abb. 405, sondern muß die Form nach Abb. 401 b erhalten, da im Scheitel sonst ein kastenförmiger Querschnitt (Abb. 406) entsteht, der nicht unterhalten werden kann.

Hinsichtlich der Aussteifung und Vergitterung der gedrückten Stäbe gilt das bei der Abhandlung über die Balkenträger Gesagte.

In der Abb. 407 ist ein Untergurtknotenpunkt des 48 m weit gespannten Bogenzwickelträgers der Ruhrbrücke bei Block Düsseldorf¹⁾ dargestellt. Der Stoß des Stegbleches des rechten Gurtstabes mit dem inneren Stegblech des linken Gurtstabes liegt in der Winkelhalbierenden und ist durch das Knotenblech gedeckt. In der Winkelhalbierenden stößt auch das äußere Stegblech des linken Gurtstabes mit dem Beiblech des rechten Gurtstabes zusammen. Der Stoß ist durch eine Lasche, die die gleichen Abmessungen wie das Beiblech hat, gedeckt.

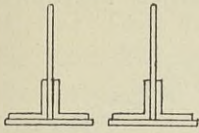


Abb. 405.

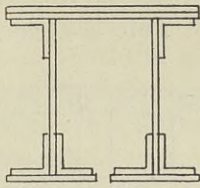


Abb. 406.

Die außerhalb dieser Lasche liegenden Teile des Stegbleches müssen über den rechnerischen Mittelpunkt so weit nach rechts geführt werden, als es die

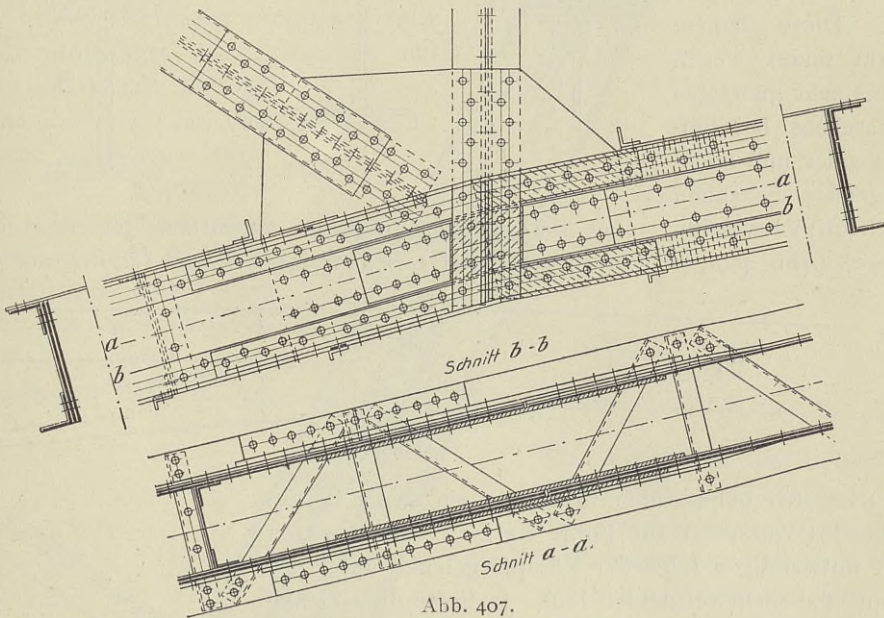


Abb. 407.

Anzahl der Anschlußniete erfordert. Dies geschieht durch Laschen, die auf den senkrechten Winkelschenkeln liegen und weiter links im Verein mit senkrecht zu ihnen angeordneten Flacheisen den Stoß der Winkeleisen decken.

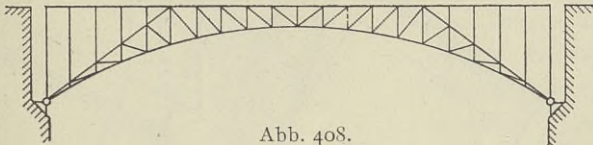


Abb. 408.

Die Winkeleisen sind rechts vom Mittelpunkt in der Länge dieser Laschen und in der Stärke des Beibleches unterfuttert und dann mittels Keilfutter auf das Stegblech des rechten Gurtstabes geführt. Der gedrückte Untergurt ist unten durch Winkel vergittert und oben mit einer Platte versehen, die aber am Knotenpunkt nicht angeschlossen ist, sondern lediglich der Knicksicherheit dient.

¹⁾ Entwurf der Gesellschaft Harkort in Duisburg.

Im übrigen kann auf die folgende Abhandlung über die Ausbildung der Knotenpunkte des Zweigelenkbogens mit Zugband verwiesen werden.

Die ungünstige Ausnutzung des Materials im Obergurt an den Enden des Bogenzwickelträgers hat zu der in der Abb. 408 dargestellten Bogenform geführt, die unter der Fahrbahn nicht unvorteilhaft aussieht, aber niemals bei tief liegender Fahrbahn ausgeführt werden sollte.

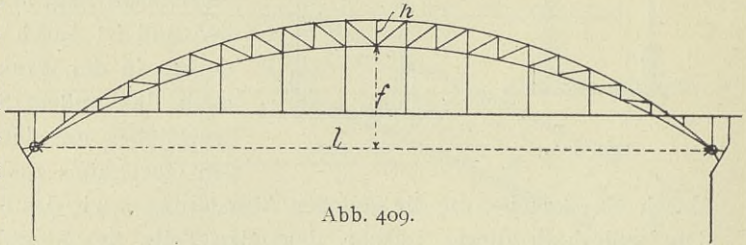


Abb. 409.

b) Sichelbogenträger

(Abb. 409).

Diese Bogenform findet wegen ihres sehr günstigen Aussehens bei tief liegender und hoch liegender Fahrbahn vielfach Verwendung. Bei tief liegender Fahrbahn durchschneidet diese den Bogen (Abb. 409), was zwar konstruktive Schwierigkeiten und für den auf der

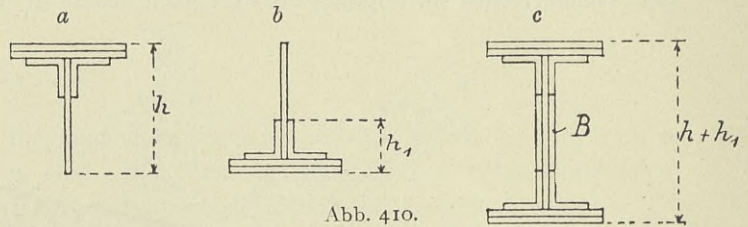


Abb. 410.

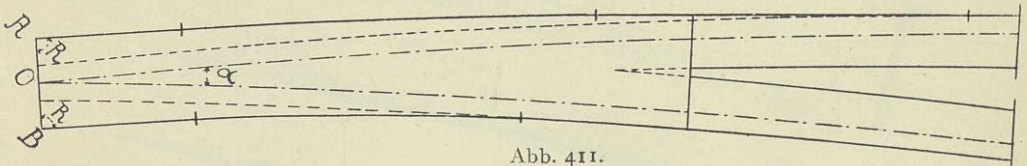


Abb. 411.

Brücke sich befindenden Beschauer ein wenig befriedigendes Aussehen zur Folge hat, sich aber wegen der notwendigen Lage der Kämpfergelenke unter der Fahrbahn nicht vermeiden läßt. Je tiefer die Gelenke liegen, desto günstiger ist die Beanspruchung der Widerlager. Beide Gurtungen werden in der Regel nach einer Parabel oder einem Kreisbogen geformt. Für die Wahl der Feldweiten ist das gute Aussehen und die Rücksicht maßgebend, daß die Endstreben nicht zu spitze Winkel mit den Gurtungen bilden. Ergeben sich hiernach sehr kleine Feldweiten, so brauchen die Hängestangen nur in jedem zweiten Feld angeordnet zu

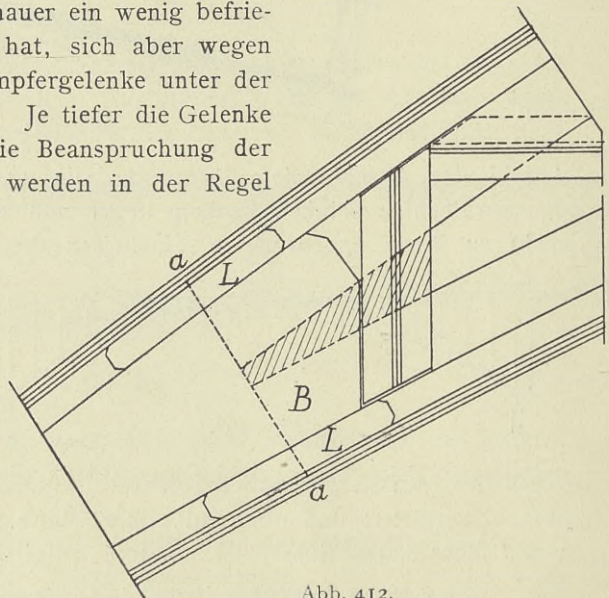
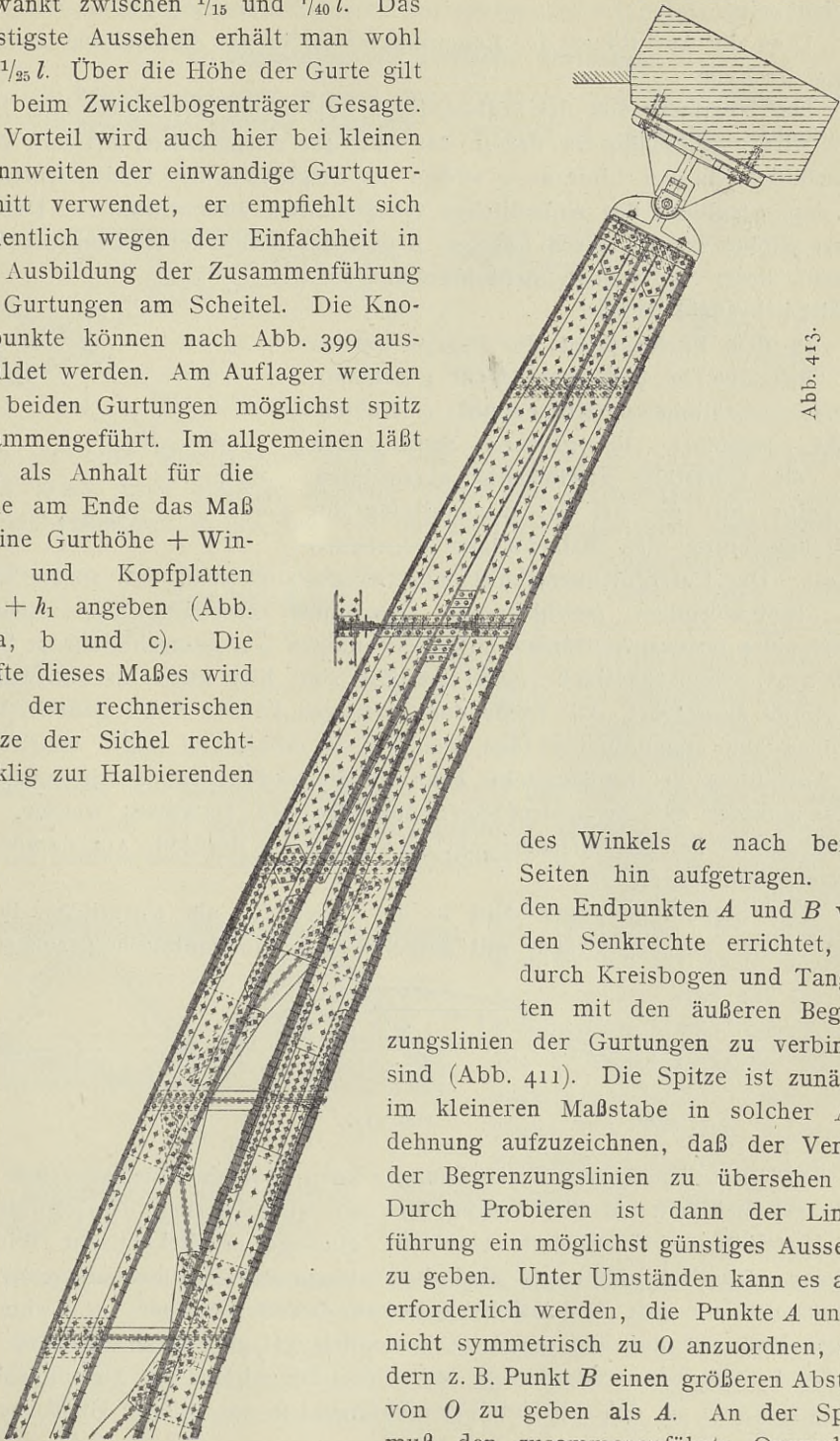


Abb. 412.

werden. Der günstigste Wert für die Pfeilhöhe des unteren Bogens ist $= \frac{1}{7} l$. Es finden sich aber Werte von $\frac{1}{4} l$ bis $\frac{1}{15} l$. Die Höhe des Bogens im Scheitel schwankt zwischen $\frac{1}{15}$ und $\frac{1}{40} l$. Das günstigste Aussehen erhält man wohl bei $\frac{1}{25} l$. Über die Höhe der Gurte gilt das beim Zwickelbogenträger Gesagte. Mit Vorteil wird auch hier bei kleinen Spannweiten der einwandige Gurtquerschnitt verwendet, er empfiehlt sich namentlich wegen der Einfachheit in der Ausbildung der Zusammenführung der Gurtungen am Scheitel. Die Knotenpunkte können nach Abb. 399 ausgebildet werden. Am Auflager werden die beiden Gurtungen möglichst spitz zusammengeführt. Im allgemeinen läßt sich als Anhalt für die Höhe am Ende das Maß $=$ eine Gurthöhe $+ \text{Winkel}$ und Kopfplatten $= h + h_1$ angeben (Abb. 410a, b und c). Die Hälfte dieses Maßes wird von der rechnerischen Spitze der Sichel rechtwinklig zur Halbierenden



des Winkels α nach beiden Seiten hin aufgetragen. Auf den Endpunkten A und B werden Senkrechte errichtet, die durch Kreisbogen und Tangenten mit den äußeren Begrenzungslinien der Gurtungen zu verbinden sind (Abb. 411). Die Spitze ist zunächst im kleineren Maßstabe in solcher Ausdehnung aufzuzeichnen, daß der Verlauf der Begrenzungslinien zu übersehen ist. Durch Probieren ist dann der Linienführung ein möglichst günstiges Aussehen zu geben. Unter Umständen kann es auch erforderlich werden, die Punkte A und B nicht symmetrisch zu O anzuordnen, sondern z. B. Punkt B einen größeren Abstand von O zu geben als A . An der Spitze muß der zusammengeführte Querschnitt

gleich der Summe der beiden Gurtquerschnitte sein, was am einfachsten durch Hinzufügen von zwei Flacheisen zwischen den unteren und oberen Winkeln erreicht wird.

Über die Ausbildung des Lagerpunktes ist in der Abhandlung über die Lager die Rede.

Der Übergang von der vollwandigen Ausbildung der Spitze zum Fachwerk wird zweckmäßig in der in der Abb. 412 dargestellten Art und Weise ausgebildet. In der Linie $a-a$ stoßen die Stegbleche der beiden Gurtungen mit dem Stegblech des einheitlichen Querschnittes zusammen. Die Deckung dieses Stoßes erfolgt durch Laschen L und durch die Verstärkungsbleche B , die an dieser Stelle noch nicht für den Querschnitt gebraucht werden.

In dem Fachwerkteil des Bogens werden die Gurtstäbe in der Regel nicht gekrümmt, sondern geradlinig von Knotenpunkt zu Knotenpunkt ausgeführt. Bei größeren Spannweiten sind die Gurtstäbe zweiwandig auszubilden. Es gelten hier die bei der Beschreibung der Stabquerschnitte der Balkenträger gegebenen Regeln. Der Untergurtquerschnitt muß so gestaltet sein, daß an der Spitze kein kastenförmiger geschlossener Querschnitt entsteht. Die Auflager-

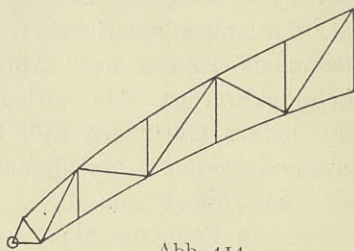


Abb. 414.

spitze eines Bogensichelträgers mit zweiwandigen Gurtquerschnitten ist in der Abb. 413¹⁾ veranschaulicht. Die Gurtstäbe sind hier auch im Fachwerkteil gekrümmt ausgeführt. Die Stöße der Gurtungen können daher außerhalb der Knotenpunkte angeordnet werden, wie dies die Abbildung zeigt. Hinsichtlich der Ausbildung der Knotenpunkte kann auf die ausführliche Beschreibung von Knotenpunkten für Zweigelenkbogen mit Zugband verwiesen werden. Die Gurtungen werden am Auflagerpunkt auch auf die in der Abb. 414 dargestellte Weise zusammengeführt.

Der Sichelbogenträger wird in der Regel nur als eigentlicher Bogenträger, nicht als Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub ausgeführt.

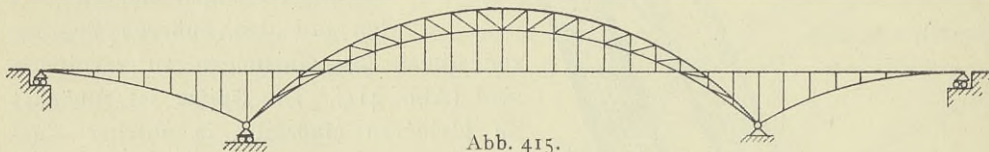


Abb. 415.

Bei der Überbrückung von drei Öffnungen kann aber ein Überbausystem nach Abb. 415, bei dem ein Sichelbogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub die Mittelöffnung überspannt, eine sehr günstige architektonische Wirkung erzielen. Die Nebenöffnungen sind durch biegegesteiften Blechbalken, die auf der einen Seite mit den Auflagerstellen des Bogenträgers in Verbindung stehen und auf der anderen Seite beweglich gelagert sind, überbaut. Das Zugband steht nicht unmittelbar mit dem Bogenträger in Zusammenhang, sondern greift an den beiderseitigen Endpunkten des ganzen Überbaues an.

¹⁾ Röntgen-Brücke in Charlottenburg. Ausgeführt von Beuchelt u. Co., Grünberg i. Schl.

Zu diesem Zweck wird das Zugband an dem Bogenträger seitlich vorbeigeführt und an wagerecht liegenden Trägern, die an beiden Enden die beiden sich in der Querrichtung gegenüberliegenden Auflagerpunkte verbinden, angeschlossen.

c) Bogenträger mit parallelen Gurtungen.

Die beiden Gurtungen werden nach Parabeln oder Kreisbogen geformt. Die Füllungsglieder werden entweder abwechselnd senkrecht und geneigt

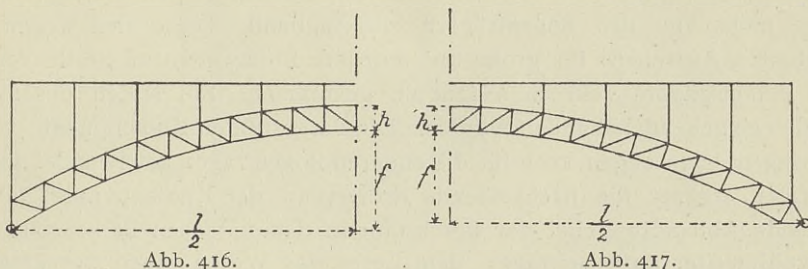


Abb. 416.

Abb. 417.

(Abb. 416) oder abwechselnd radial und geneigt (Abb. 417) oder schließlich im Zickzack unter gleicher Neigung gegen den Halbmesser (Abb. 419) angeordnet. Bei der in der Abb. 418 dargestellten Trägerform sind gekreuzte

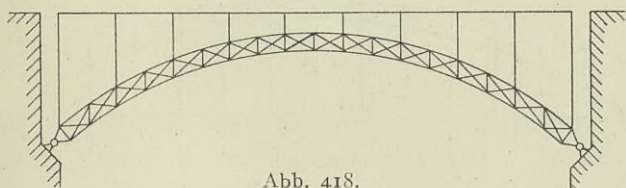


Abb. 418.

Diagonalen und senkrechte Pfosten angeordnet. Nur das letzte Füllungsglied vor der Zusammenführung der Gurtungen an der Spitze ist radial gestellt. Zur

Vereinfachung der Rechnung empfiehlt es sich, nur den doppelten Strebenzug und nicht auch die senkrechten Füllungsglieder anzuordnen. Die Pfeilhöhe und die Höhe h des Trägers steht zur Stützweite in demselben Verhältnis wie

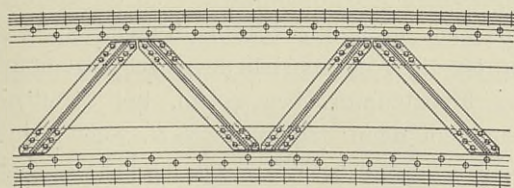


Abb. 419.

beim Sichelbogen. Hinsichtlich der Gestaltung der Stabquerschnitte und der Ausbildung der Knotenpunkte wird auf die entsprechenden Abhandlungen über den Bogenzwickelträger, Sichelbogenträger und Zweigelenbogen mit Zugband verwiesen.

Erwähnt sei nur noch, daß man

beim Bogenträger mit parallelen Gurtungen häufig den unmittelbaren Anschluß an den Gurtungen findet (Abb. 419).

d) Bogenträger mit zwei gekrümmten Gurtungen, deren Abstand voneinander sich nach den Widerlagern zu vergrößert (Abb. 420).

Diese Bogenträger kommen sowohl als eigentliche Bogenträger als auch als Bogenträger mit Zugband zur Ausführung. Bei den eigentlichen Bogenträgern dieser Art liegen die Auflagergelenke zur Erzielung einer günstigen Beanspruchung der Widerlager zweckmäßig möglichst tief unter der Fahrbahn.

Die beste architektonische Wirkung wird wohl in dem Falle erzielt, daß der Bogenträger unmittelbar unter den tiefsten Punkten der oberen Gurtung von der Fahrbahnoberkante geschnitten wird. Wegen der hohen Lage der Fahrbahn sind für die eigentlichen Bogenträger in der Regel größere Pfeilhöhen erforderlich, als für die Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub. Im übrigen unterscheiden sich die eigentlichen Bogenträger in der Ausbildung der Stabquerschnitte und der Knotenpunkte mit Ausnahme des Auflagerknotenpunktes nicht von den Bogenträgern mit Zugband. Diese sind wegen ihres vorteilhaften Aussehens für große und mittlere Stützweiten an Stelle von einfachen Balkenträgern sehr in Aufnahme gekommen. Sie sollen deshalb im folgenden eingehend behandelt werden. Die dargestellten Knotenpunkte können mit geringen Änderungen auch für die anderen Bogenträger angewendet werden. Im übrigen ergänzt die nachstehende Erörterung der Knotenpunkte die entsprechende Abhandlung bei der Beschreibung der einfachen Balkenträger und wird wohl weiter dazu beitragen, dem Leser das Wesen einer zweckmäßigen Knotenpunktausbildung klar zu machen.

Die Abmessungen für die Pfeilhöhe f des unteren Bogens (Abb. 420) schwanken zwischen $\frac{1}{5}l$ und $\frac{1}{8}l$ und für h zwischen $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{40}l$. Wird bei kleineren Stützweiten kein Endwindportal in der Ebene des ersten Pfostens angeordnet, ist also die Höhe dieses Pfostens nicht durch Rücksicht auf

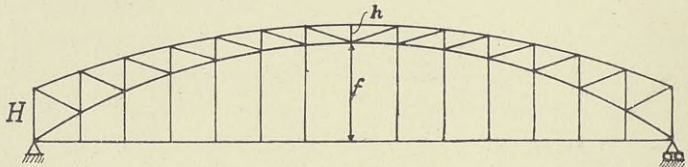


Abb. 420.

die Durchfahrtshöhe bestimmt, so mache man $H = \frac{1}{10}l$, $h = \frac{1}{30}l$ und $f = \frac{1}{6,5}l$. Bei mittelgroßen Stützweiten ist die Höhe H des ersten Pfostens durch die Anordnung eines Windportales in seiner Ebene und durch die hier erforderliche Durchfahrtshöhe bestimmt. Zu der Bauhöhe der Brücke und der Höhe des oberen Portalriegels, die bei eingleisigen Eisenbahnbrücken zu 0,4 m und bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken und breiteren Straßenbrücken zu 0,7 bis 1,0 m angenommen werden kann, ist die vorgeschriebene Durchfahrtshöhe hinzu zu zählen. Diese beträgt bei Eisenbahnbrücken 4,8 m, bei Straßenbrücken in der Regel 4,4 m. f mache man dann ungefähr $= \frac{3}{2}H$, wenn nicht $\frac{1}{6,5}l$ einen größeren Wert ergibt, und schließlich wähle man $h = \frac{1}{30}l$. Bei sehr großen Stützweiten wird die Höhe H nicht durch das Windportal und die Durchfahrtshöhe bestimmt, sondern ist dem guten Aussehen entsprechend höher zu wählen. Der Wert für H schwankt hier zwischen $\frac{1}{10}$ und $\frac{1}{15}l$. Unter diesen Annahmen zeichne man das Trägernetz auf und ändere die Größen nach dem Aussehen. Bei den Bogenträgern, die stets teurer als Balkenbrücken sind und mit Rücksicht auf eine gute Erscheinung gewählt werden, ist dies Verfahren gerechtfertigt, auch wenn die schließlich gewählte Linienführung erhöhte Kosten verursachen würde. Die Bogen werden nach Parabeln oder Kreisbogen geformt.

Für die Feldweiten ist wiederum das gute Aussehen und die Rücksicht, daß die Streben am Scheitel nicht zu flach geneigt sein dürfen, maßgebend.

Auch kann unter Umständen für die Anordnung der Hängestäbe ein Knotenpunkt überschlagen werden.

Für die Gurtungen ist der einwandige Querschnitt nicht gebräuchlich, es läßt sich jedoch nichts gegen seine Anwendung anführen. Man hat nur bei dem Untergurt darauf zu achten, daß die Knotenbleche zum Anschluß der Hängestangen durch den Gurt durchgeführt werden müssen. Die Fußplatten sind also in zwei Hälften geteilt anzuordnen (s. Abb. 421). Für das Zugband ist eine Form nach Abb. 422 zu wählen.

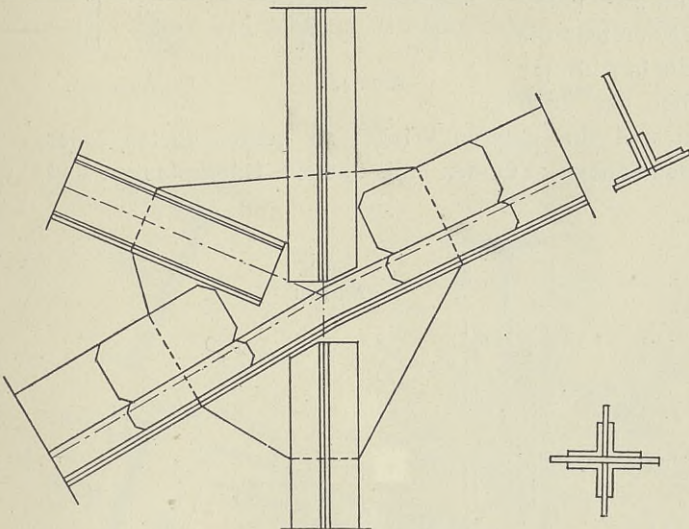


Abb. 421.

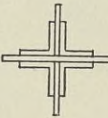


Abb. 422.

In der Regel wird der Querschnitt des Obergurtes nach der II -Form und der Untergurt nach

der III -Form ausgebildet. Der Untergurt des Zweigelenkbogens erhält ebenso wie der Obergurt Druck. Zur Erzielung ausreichender Knicksicherheit sind daher beide Gurthälften unten und oben durch Winkeleisen zu vergittern. Diese Vergitterung ist auf die in den Abb. 227 bis 229 dargestellte Weise auszubilden. Der Querschnitt des Untergurtes kann auch ähnlich dem des Obergurtes durch Anordnung einer Kopfplatte ausgebildet werden, die von den Knotenblechen des einen Knotenpunktes zu denen des anderen reicht und, falls sie als tragender Teil herangezogen werden soll, nach den auf S. 148 für den Anschluß der Kopfplatten an den Auflagerknotenpunkten gegebenen Regeln anzuschließen ist. Für die Aussteifung des Obergurtes gelten dieselben Regeln wie bei den einfachen Balkenbrücken. Für die Höhen der Gurte bemühe man sich mit dem Werte

$h = \frac{2}{3} \left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ auszukommen. Häufig wird man jedoch den Wert auf

$\left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ erhöhen müssen. Die Formel gibt h in cm, wenn l in m gemessen wird

Für den Abstand der Wandungen geben die Formeln auf S. 106 auch hier gute Werte. Für die Pfosten eignet sich der III -Querschnitt und für die

Streben neben diesem auch der II -

Querschnitt. Im übrigen wird auf die Abhandlung über die Ausbildung der Stabquerschnitte der Balkenbrücken verwiesen. Die Hängestangen werden



Abb. 423.

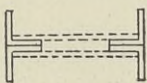


Abb. 424.

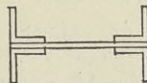


Abb. 425.

zweckmäßig aus vier Winkeln gebildet, die entweder in der Kreuzform⁷(Abb. 423) oder nach Abb. 424 eng aneinander liegen. Im letzten Falle werden sie durch Flacheisen vergittert. Für größere Kräfte eignet sich der Querschnitt in Abb. 425.

Für das Zugband sind zwei Querschnittsformen in Gebrauch, erstens die in Abb. 426 und zweitens die in Abb. 427

wiedergegebene Form, bei der auch die oberen Winkel fehlen und die unteren Winkel zu beiden Seiten jeder Wandung angeordnet werden können. Für den Fall, daß die Hängestangen und

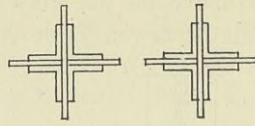


Abb. 426.

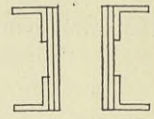


Abb. 427.

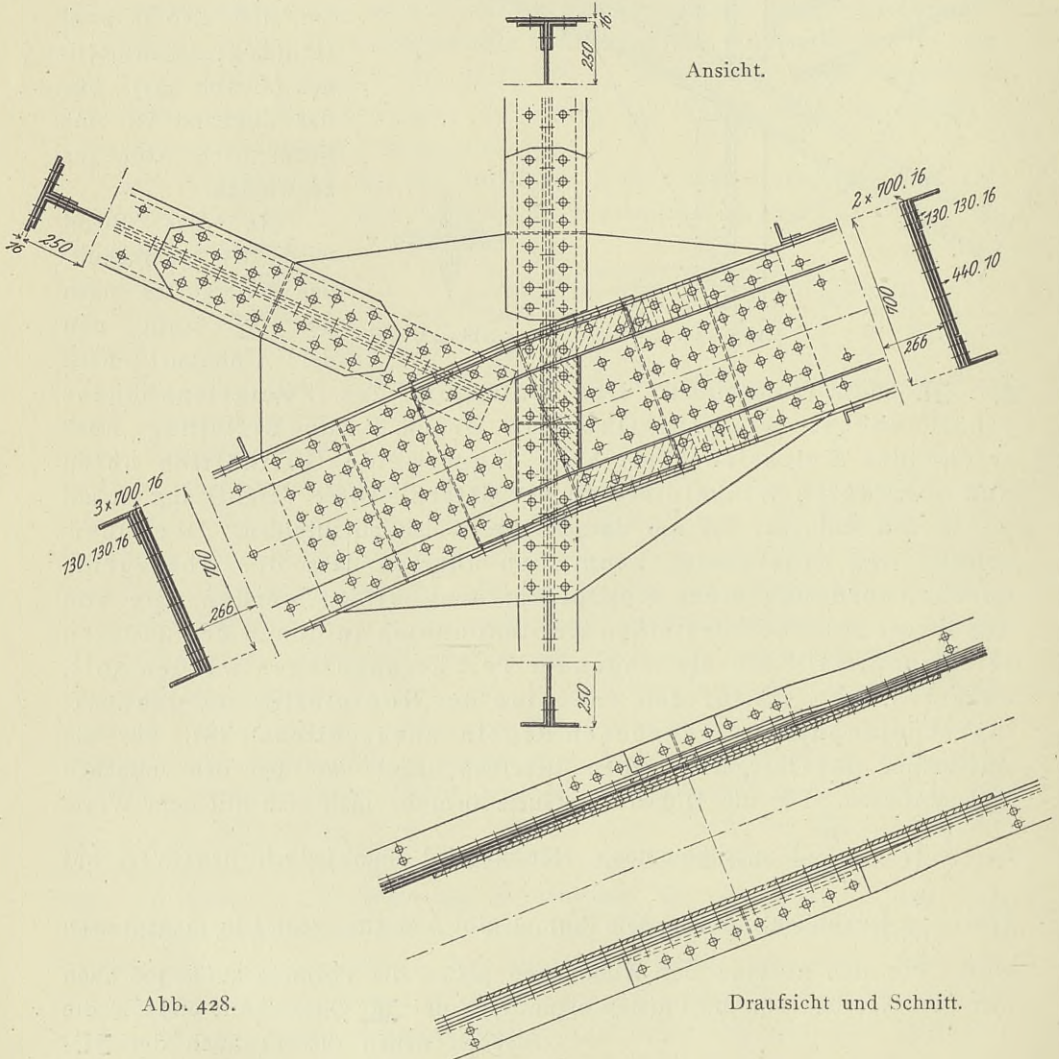


Abb. 428.

Draufsicht und Schnitt.

Querträger fest mit dem Zugbande verbunden werden, wählt man in der Regel die zweite, sich hierzu gut eignende Form. Werden dagegen die Zugstangen mit dem Zugbande nicht in Verbindung gebracht (Näheres siehe hierzu bei

Stoßfuge ist außen durch eine kleine Lasche geschlossen. Der Stoß der Winkel liegt in der Winkelhalbierenden und ist durch Flacheisen gedeckt. Rechts von der Winkelhalbierenden sind die Winkel zunächst in der Stärke

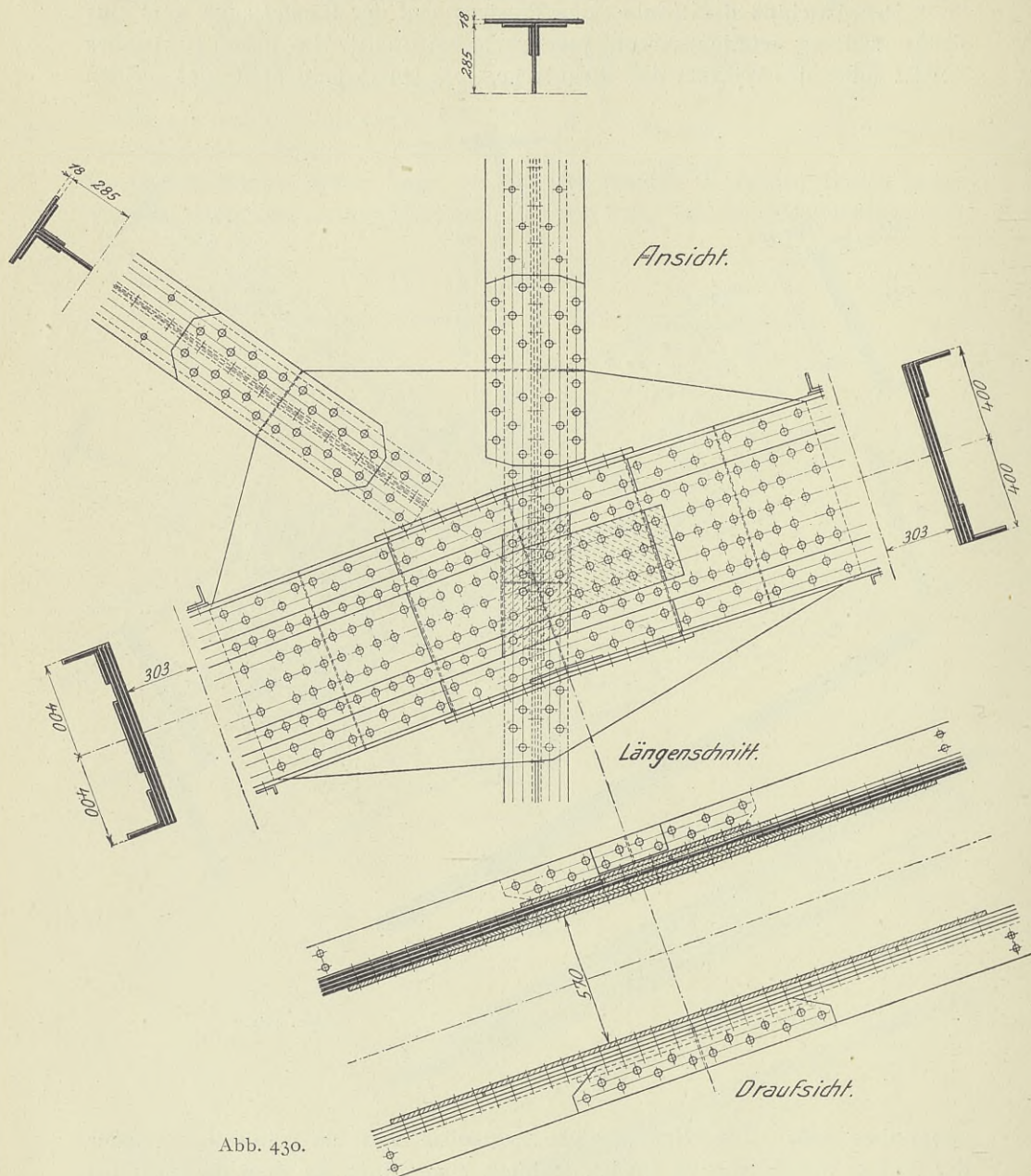


Abb. 430.

des Stegbleches $700 \cdot 16$ unterfüttert und im weiteren Verlauf mittels Keilfutter auf die Wandung des rechten Gurtstabes geführt.

Nach denselben Grundsätzen ist der in der Abb. 429 dargestellte Knotenpunkt durchgebildet. Das Beiblech $440 \cdot 12$ des rechten Gurtstabes ist mittels Keilfutters auf das Knotenblech hinaufgeführt und an ihm angeschlossen.

Der Stoß des rechten Beibleches $440 \cdot 16$ und des linken Beibleches $180 \cdot 16$ liegt in der Winkelhalbierenden und ist durch eine bis zu den abstehenden Winkelschenkeln reichende Lasche gedeckt, die zugleich auch den Stoß der anliegenden Winkelschenkel deckt. Der Anschluß der Stegbleche bedarf nach der Beschreibung der Abb. 428 keiner weiteren Erläuterung.

Abb. 430. Die Stegbleche sind hier in derselben Weise wie bei dem eben geschilderten Knotenpunkt angeschlossen. Das Beiblech des linken Gurtstabes stößt gegen die kleine Lasche, welche außen die Stoßfuge in der Winkel-

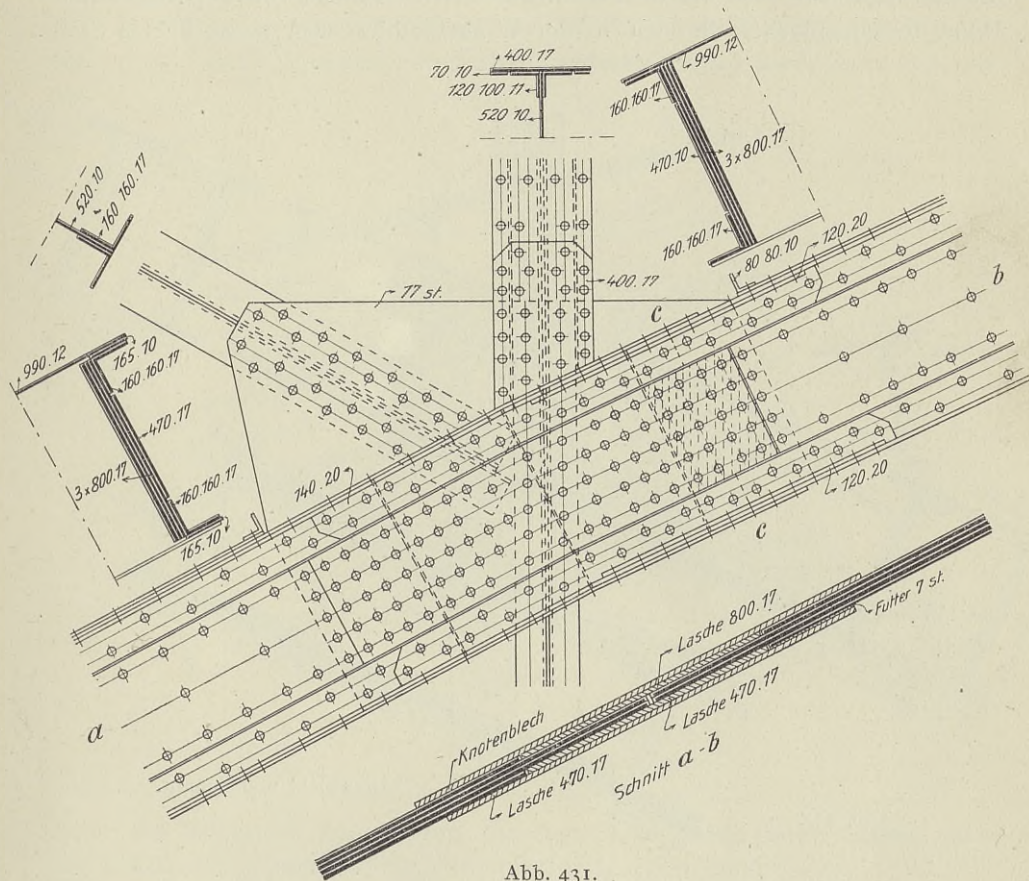


Abb. 431.

halbierenden deckt, und ist mittels einer besonderen, in der Winkelhalbierenden geknickten Lasche über den Mittelpunkt hinausgeführt.

In der Abb. 431 ist ein Untergurtnotenpunkt des $122,56 \text{ m}$ weit gespannten Überbaues der Nordbrücke in Köln¹⁾ veranschaulicht. Die innersten Stegbleche sind so weit auf das Knotenblech geführt, als es ihr Anschluß erfordert, und hier gegen die Lasche $800 \cdot 17$ geführt, die den in der Winkelhalbierenden liegenden Stoß der mittleren Stegbleche deckt. Der Stoß der äußeren Stegbleche liegt auch in der Winkelhalbierenden und wird durch die Laschen $470 \cdot 17$ und die Flacheisen $140 \cdot 20$ gedeckt, die im Verein mit den Flach-

¹⁾ Entwurf der Gesellschaft Harkort in Duisburg.

eisen 120 · 20 den rechts vom Mittelpunkt liegenden Stoß der Winkeleisen decken. Die Beibleche 470 · 17 und 470 · 10 laufen von rechts und links gegen die Lasche 470 · 17 und werden durch eine Lasche 470 · 17 mit einander verbunden.

Abb. 432. Untergurtnotenpunkt des 167,75 m weit gespannten Überbaues der Nordbrücke in Köln¹⁾ (Straßenbrücke).

Das innere Stegblech jeder Wandung beider Gurtstäbe wird so weit auf das Knotenblech geführt, als es der Anschluß verlangt. Zwischen den Enden dieser Stegbleche liegt auf dem Knotenblech eine Lasche von der Stärke und Höhe der Stegbleche, die den in der Winkelhalbierenden angeordneten Stoß

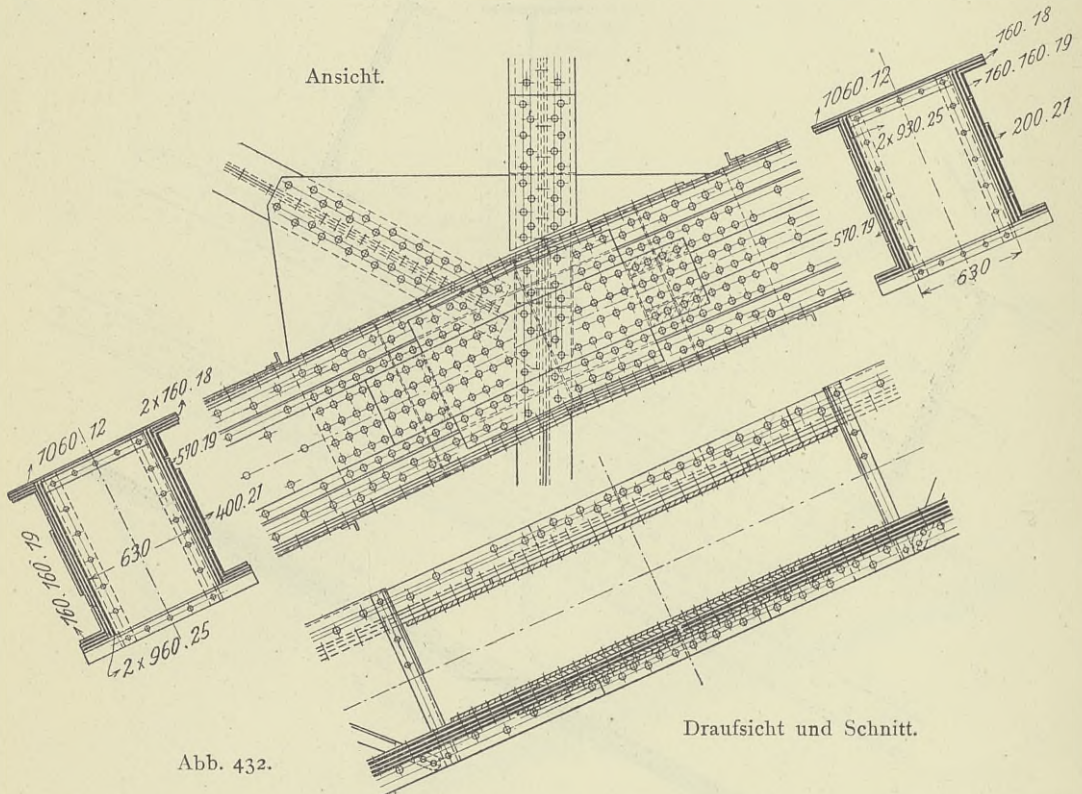


Abb. 432.

der äußeren Stegbleche deckt. Hier liegt auch der Stoß der Beibleche 570 · 19, der zugleich mit dem Stoß der anliegenden Winkelschenkel durch eine auch über die anliegenden Winkelschenkel ragende Lasche gedeckt wird. Gegen diese Lasche laufen die Beibleche 400 · 21 und 200 · 21 von links und rechts und werden durch eine Lasche 400 · 21 miteinander verbunden. Die beiden Wandungen der Gurtstäbe sind unten durch Winkeleisenvergitterung, oben durch eine durchgehende Platte verbunden, die aber an den Knotenblechen nicht angeschlossen ist. Die äußeren, auf den abstehenden Winkelschenkeln liegenden Flacheisen 160 · 18 des linken Gurtstabes sind rechts vom Mittelpunkt mit den Flacheisen 160 · 18 des rechten Gurtstabes in Verbindung gebracht. Die über den Mittelpunkt

¹⁾ Entwurf von Klönne, Dortmund.

hinausragenden, unmittelbar auf den abstehenden Winkelschenkeln liegenden Flacheisen 160 · 18 sind als Verstärkungsteile aufzufassen.

Abb. 433. Obergurtnotenpunkt der Südbrücke in Köln.¹⁾

Das Stegblech jeder Wandung des linken Gurtstabes und das innere Stegblech jeder Wandung des rechten Gurtstabes sind dem Anschluß entsprechend auf das Knotenblech geführt und stoßen gegen die Lasche 700 · 16, die den Stoß des äußeren Stegbleches 700 · 16 des rechten Gurtstabes und der Beibleche 225 · 16 des linken Gurtstabes deckt. Der Winkelstoß, der in der Winkelhalbierenden liegt, ist durch Winkel gedeckt. Der Stoß der Kopfplatten 900 · 13, der an derselben Stelle wie der Winkeleisenstoß angeordnet ist, ist durch eine Lasche (schraffiert dargestellt) gedeckt. Gegen diese läuft sich von

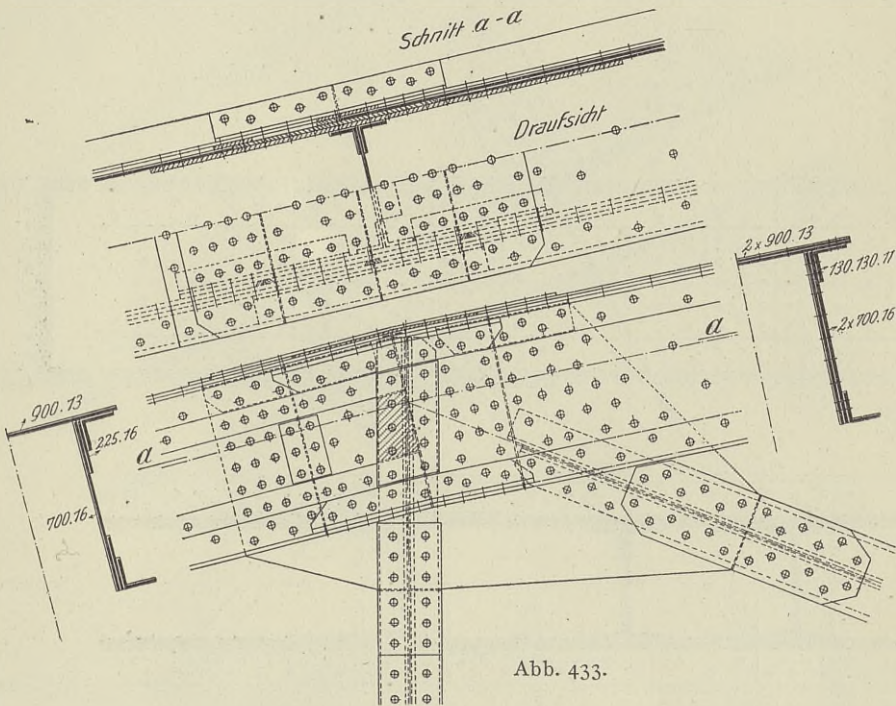


Abb. 433.

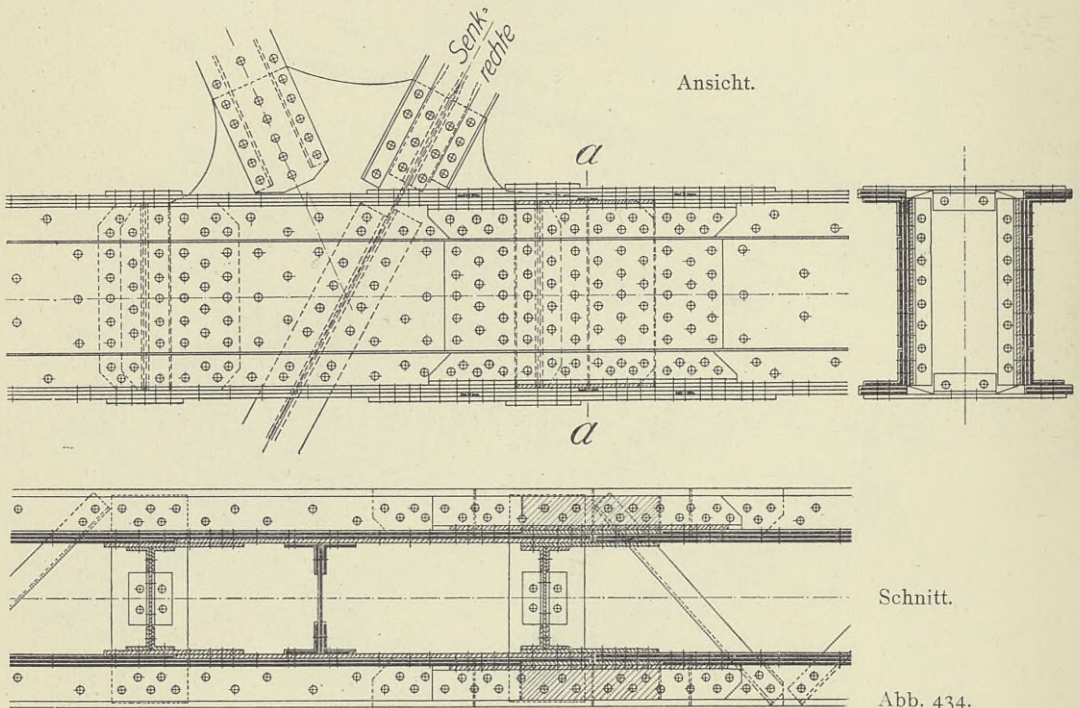
rechts die Kopfplatte 900 · 13 tot, die durch eine gleich starke Lasche über den Mittelpunkt, ihrem Anschluß entsprechend, hinausgeführt wird.

Abb. 434. Die Gurtstäbe sind hier gekrümmt ausgeführt. Infolgedessen konnte der Stoß der Stegbleche außerhalb des Knotenpunktes angeordnet werden. Die inneren Stegbleche laufen von beiden Seiten gegen die Knotenbleche und sind durch besondere Laschen an diesen angeschlossen. Der Stoß der äußeren Stegbleche liegt rechts vom Mittelpunkt an der Stelle $a-a$, wo das Knotenblech endet, und wird durch eine Lasche von der Stärke und Höhe der Stegbleche gedeckt. Die Winkel und Beibleche laufen sich gegen diese Lasche tot und sind durch Winkel und Laschen miteinander verbunden. Die Stoßanordnung der auf den abstehenden Winkelschenkeln liegenden Flacheisen geht klar aus der Abbildung hervor.

¹⁾ Entwurf der Union, Dortmund.

Abb. 435. Untergurtnotenpunkt der Havelbrücke bei Spandau.¹⁾

Die Stegbleche sind ebenso wie die Beibleche $340 \cdot 17$ und die Winkel-eisen in der Winkelhalbierenden gestoßen. Der Stoß ist einerseits durch das Knotenblech, andererseits durch eine Lasche gedeckt, die auch über die anliegenden Winkelschenkel reicht und gegen die die Beibleche $600 \cdot 14$ und $290 \cdot 14$ sich tot laufen. Beide sind durch eine Lasche $600 \cdot 14$ miteinander verbunden. Die Stoßausbildung der abstehenden Winkelschenkel und der auf ihnen liegenden Flacheisen ist aus der Abbildung zu ersehen. Während bei allen anderen beschriebenen Knotenpunkten die Hängestange fest durch Niete an den Knotenblechen angeschlossen war, ist hier die Hängestange so befestigt, daß sie Bewegungen in der Längsrichtung der Brücke ausführen kann, was häufig aus Gründen,



die bei der Abhandlung über die Durchbildung der Fahrbahn des Zweigelenkbogens erörtert werden, erwünscht ist. An dem Stegblech des Bogenpfostens und der Hängestange sind beiderseits Winkelleisen angeschlossen, die durch Hängependel miteinander verbunden sind.

Die Fähigkeit der Hängestange, in der Längsrichtung der Brücke Drehungen auszuführen, kann bei kleinen Zugkräften auch dadurch erzielt werden, daß man das Stegblech des Bogenpfostens über das Ende seiner Winkel nach unten verlängert und an diesem die Winkel der Hängestange anschließt (Abb. 436). Zwischen den Winkeln des Pfostens und der Hängestange muß ein solcher Abstand sein, daß das Stegblech als Blattgelenk in Wirkung treten kann. Das Knotenblech wird so weit geführt, daß der Rand der Winkel der Hängestange verdeckt ist.

¹⁾ Entwurf von C. H. Jucho, Dortmund.

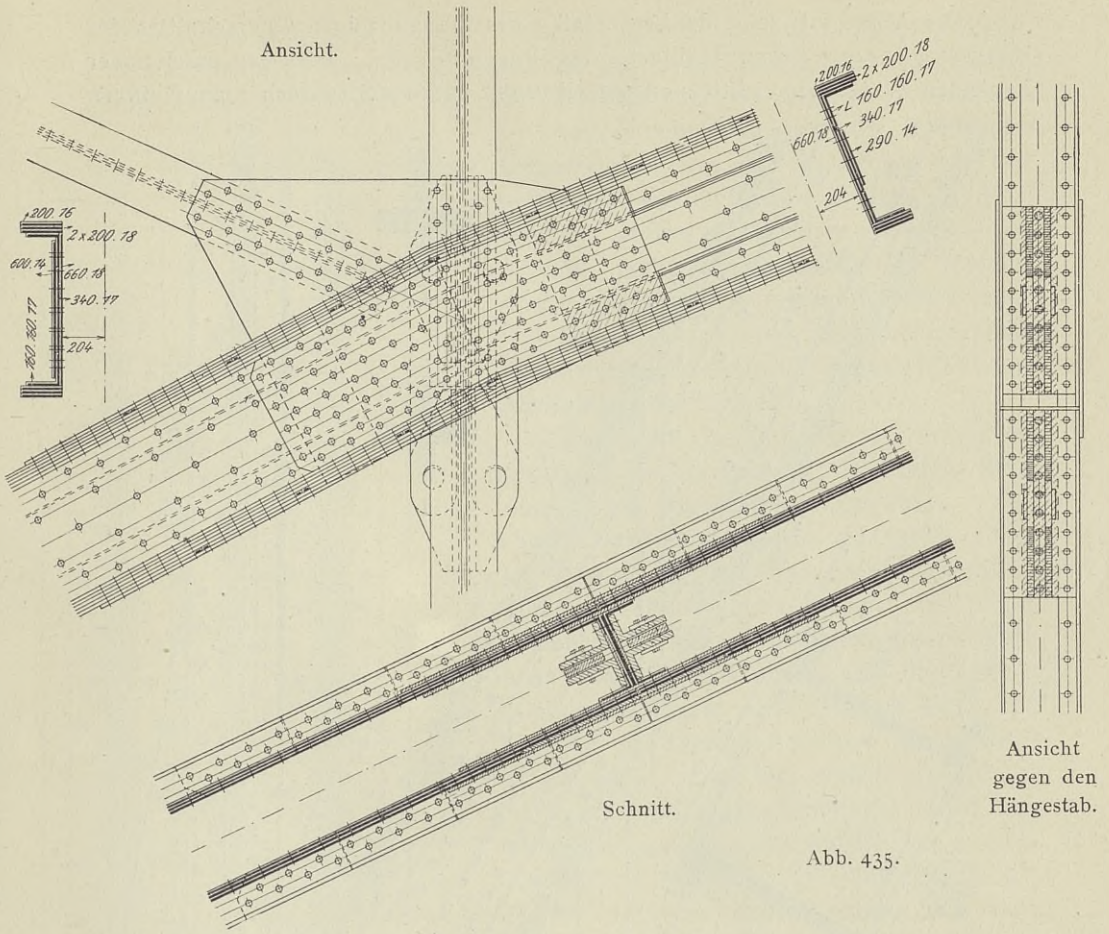


Abb. 435.

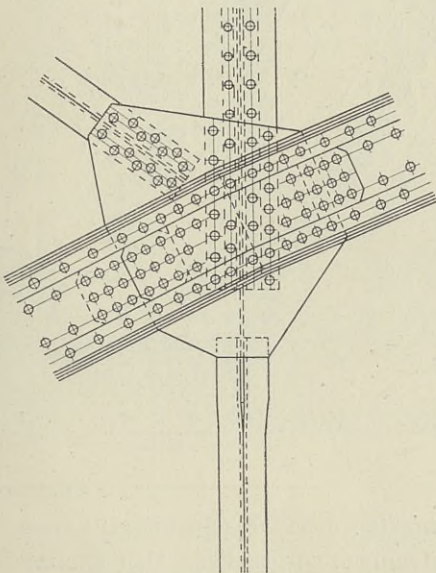


Abb. 436.

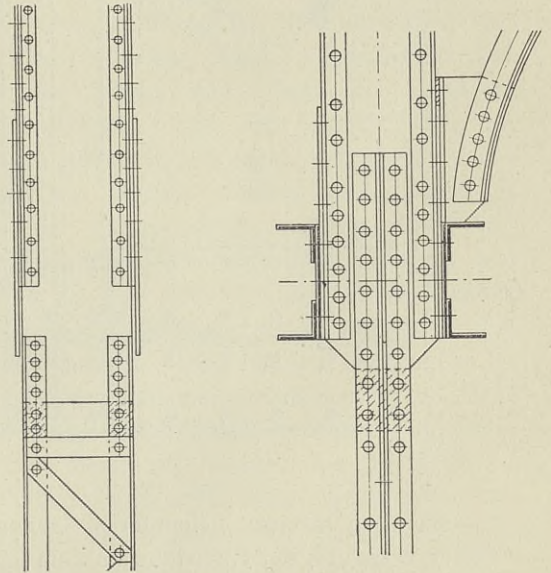
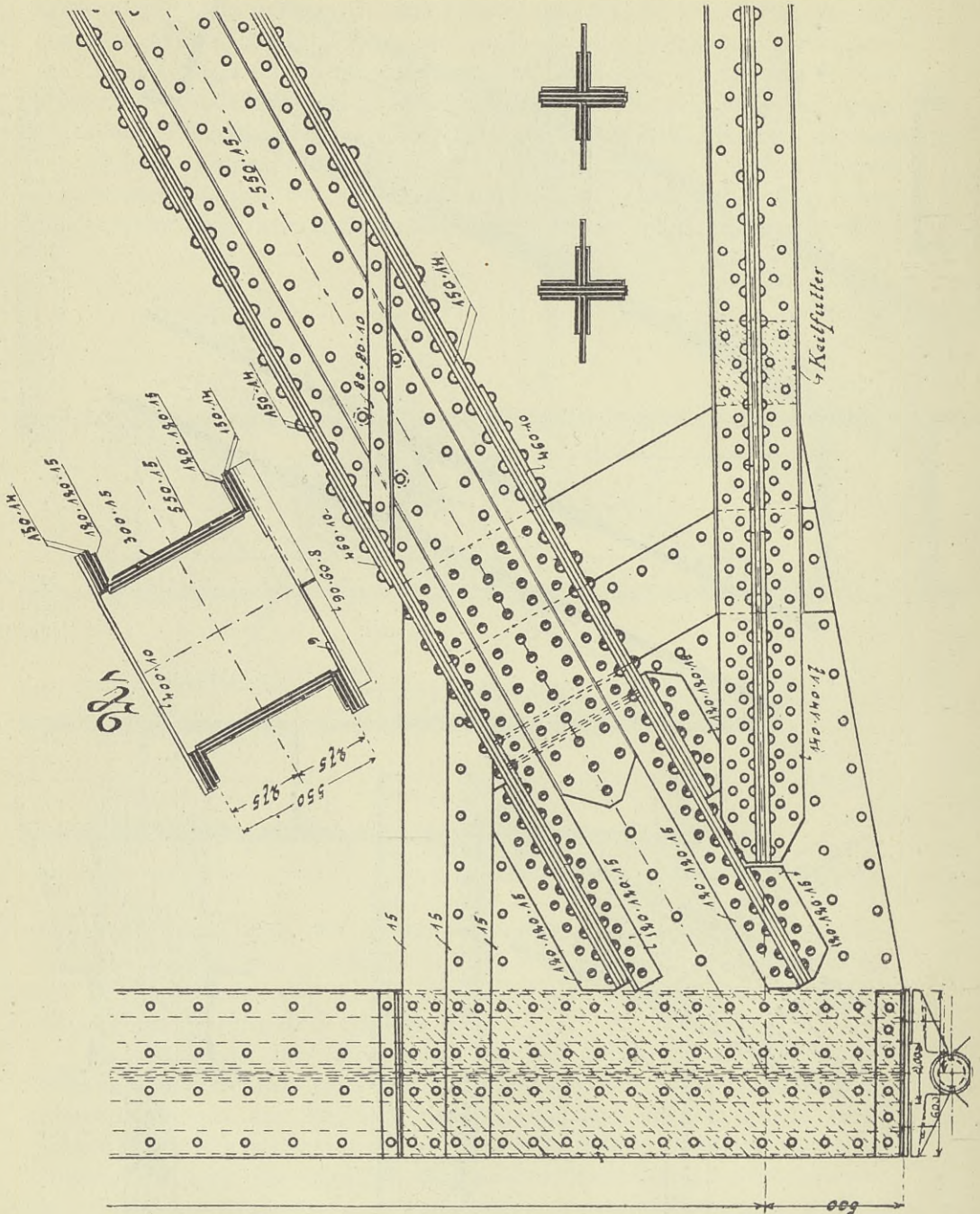


Abb. 437.

Die Abb. 437¹⁾ zeigt den Anschluß eines kreuzförmigen Querschnittes der Hängestange an dem Stegblech des Bogenpfostens. Die eng aneinander liegenden Winkel sind mittels eines Keilfullers auf das Stegblech hinaufgeführt.



Bei allen bis jetzt behandelten Knotenpunkten des Zweigelenbogens war in jeder Wandung der Gurtstäbe nur ein Knotenblech vorgesehen. Man kommt

1) Moselbrücke bei Trarbach, gebaut von der Gesellschaft Harkort, Duisburg.

hier auch bei sehr großen Stützweiten im Gegensatz zu den Balkenträgern mit einem Knotenblech aus, weil die Kräfte in den Füllungsgliedern verhältnismäßig klein sind. Anders liegt aber der Fall auch bei Bogenbrücken an den Auflagerknotenpunkten, wo die Kräfte des Endgurtstabes von den Knotenblechen aufgenommen werden müssen. Hier empfiehlt sich bei großen Stützweiten stets die Anordnung mehrfacher, gestaffelter Knotenbleche, die schon auf S. 151 erörtert sind.

Die Abb. 438 zeigt den Auflagerpunkt eines Zweigelenkbogens mit Zugband (Straßenbrücke über die Memel in Tilsit).¹⁾

Dieser Knotenpunkt ist mit dreifachen Knotenblechen ausgebildet. Das innere Stegblech jeder Gurthälfte ist an dem ersten Knotenblech angeschlossen und stößt gegen das zweite, an dem das äußere Stegblech seinen Anschluß findet. Über das dritte Knotenblech greifen die Winkel, das zwischen ihnen liegende Flacheisen und die kleinen Kopfplatten, deren Kräfte durch besondere Winkel in das Knotenblech übergeführt werden. Das innere der beiden senkrechten Flacheisen jeder Zugbandhälfte wird am ersten Knotenblech, das äußere am zweiten Knotenblech befestigt. Die äußeren Winkel werden auf das dritte Knotenblech, die inneren mittels Keilfutter auf die Rückseite des ersten geführt. Bei dem inneren wagerechten Flacheisen jeder Zugbandhälfte muß ein der Stärke und Länge des innersten Knotenbleches und des Keilfutters entsprechendes Stück weggehobelt werden, das irgendwie ergänzt werden muß, damit es für die Querschnittsbemessung nicht verloren geht. Im vorliegenden Falle ist dies durch die aus dem Grundriß zu ersehenden Flacheisen geschehen, welche außerdem den Zweck haben, beide Hälften des Zugbandes am Knotenpunkt zu verbinden. Der Anschluß der wagerechten Flacheisen des Zugbandes erfolgt durch die Winkel des Querschnittes selbst, die also außer ihren eigenen Anschluß-

nieten auch noch die Anschlußniete für diese Flacheisen erhalten müssen. Von Wichtigkeit für eine gute Ausbildung des Auflagerknotenpunktes ist es,

¹⁾ Entworfen und ausgeführt von der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg (Schlesien).

Grundriß des Zugbandes.

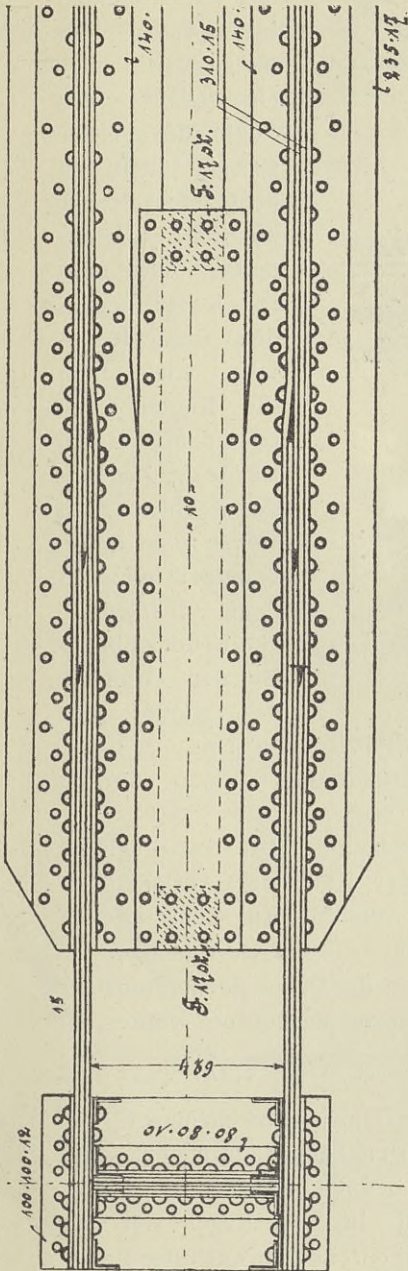


Abb. 438.

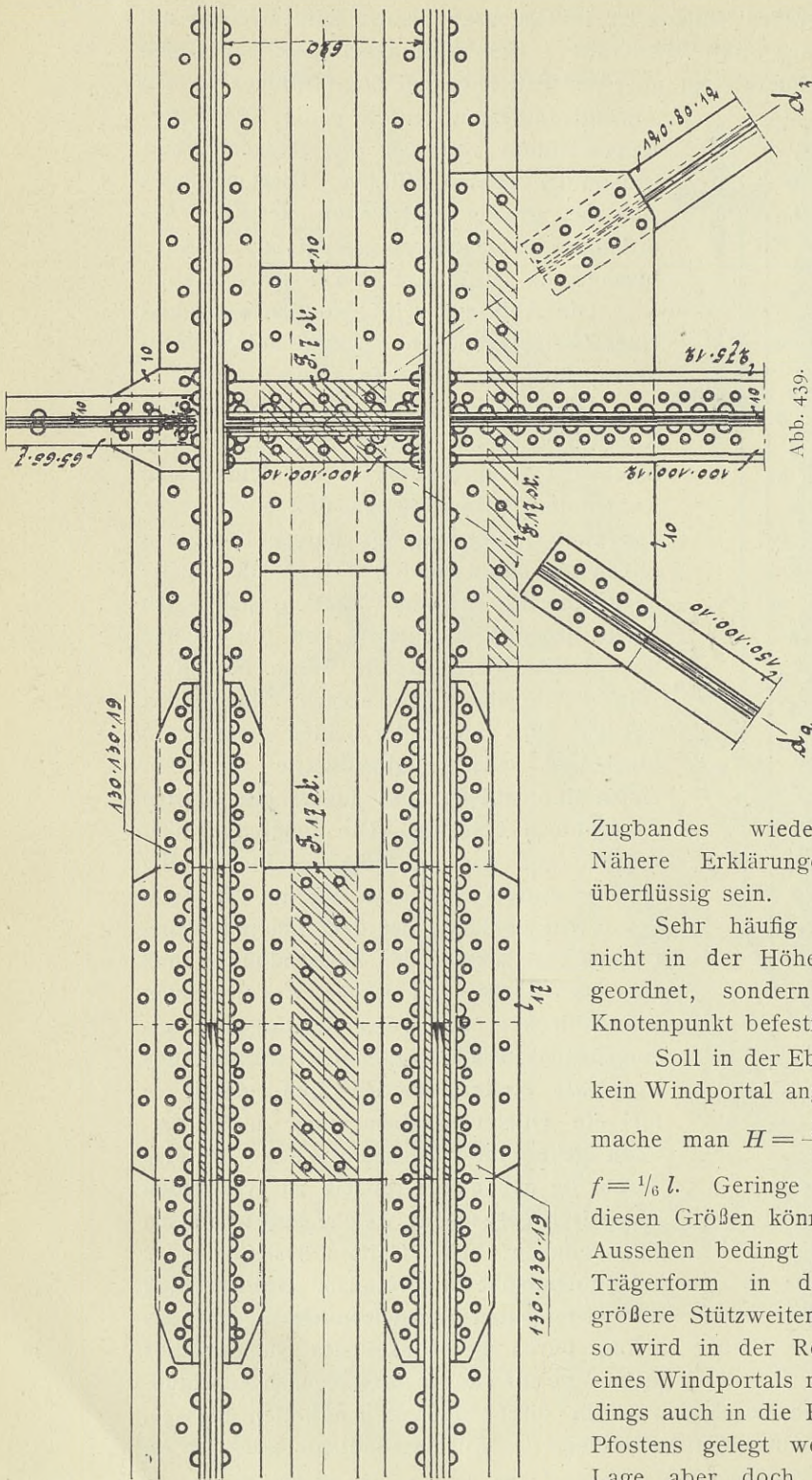


Abb. 439.

die Knotenbleche über den unteren Rand des Zugbandes nach unten hervortreten zu lassen, da der Querschnitt des Zugbandes größer zu sein pflegt, als der Querschnitt der innerhalb seiner unteren und oberen Kante liegenden Knotenblechteile. Ließe man die Knotenbleche mit dem unteren Rande des Zugbandes abschließen, so würde eine Überbeanspruchung in ihnen auftreten.

In der Abb. 439 ist der Grundriß des Stoßes des Zugbandes wiedergegeben worden. Nähere Erklärungen hierzu dürften überflüssig sein.

Sehr häufig wird das Zugband nicht in der Höhe der Auflager angeordnet, sondern an dem zweiten Knotenpunkt befestigt (s. Abb. 440).

Soll in der Ebene des Endpfostens kein Windportal angeordnet werden, so mache man $H = \frac{3.5}{30} l$, $h = \frac{1}{30} l$ und $f = \frac{1}{6} l$. Geringe Abweichungen von diesen Größen können durch ein gutes Aussehen bedingt werden. Da diese Trägerform in der Regel nur für größere Stützweiten Anwendung findet, so wird in der Regel die Anordnung eines Windportals notwendig, das allerdings auch in die Ebene des vorletzten Pfostens gelegt werden kann, dessen Lage aber doch in der Ebene des

letzten Pfostens bevorzugt wird. Hierdurch ist dann die Höhe H des Endpfostens bestimmt. Man wähle in diesem Falle für f die Größe $\frac{3}{2}H$ und für h die Größe $\frac{1}{30}l$. Die Ausbildung der Querschnitte und Knotenpunkte ist dieselbe wie bei der Trägerart mit tief liegendem Zugbände. Eine Besonderheit weist nur der Knotenpunkt auf, an dem das Zugband angeschlossen wird. In der Abb. 441 ist ein solcher

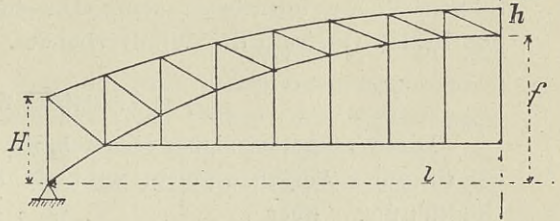
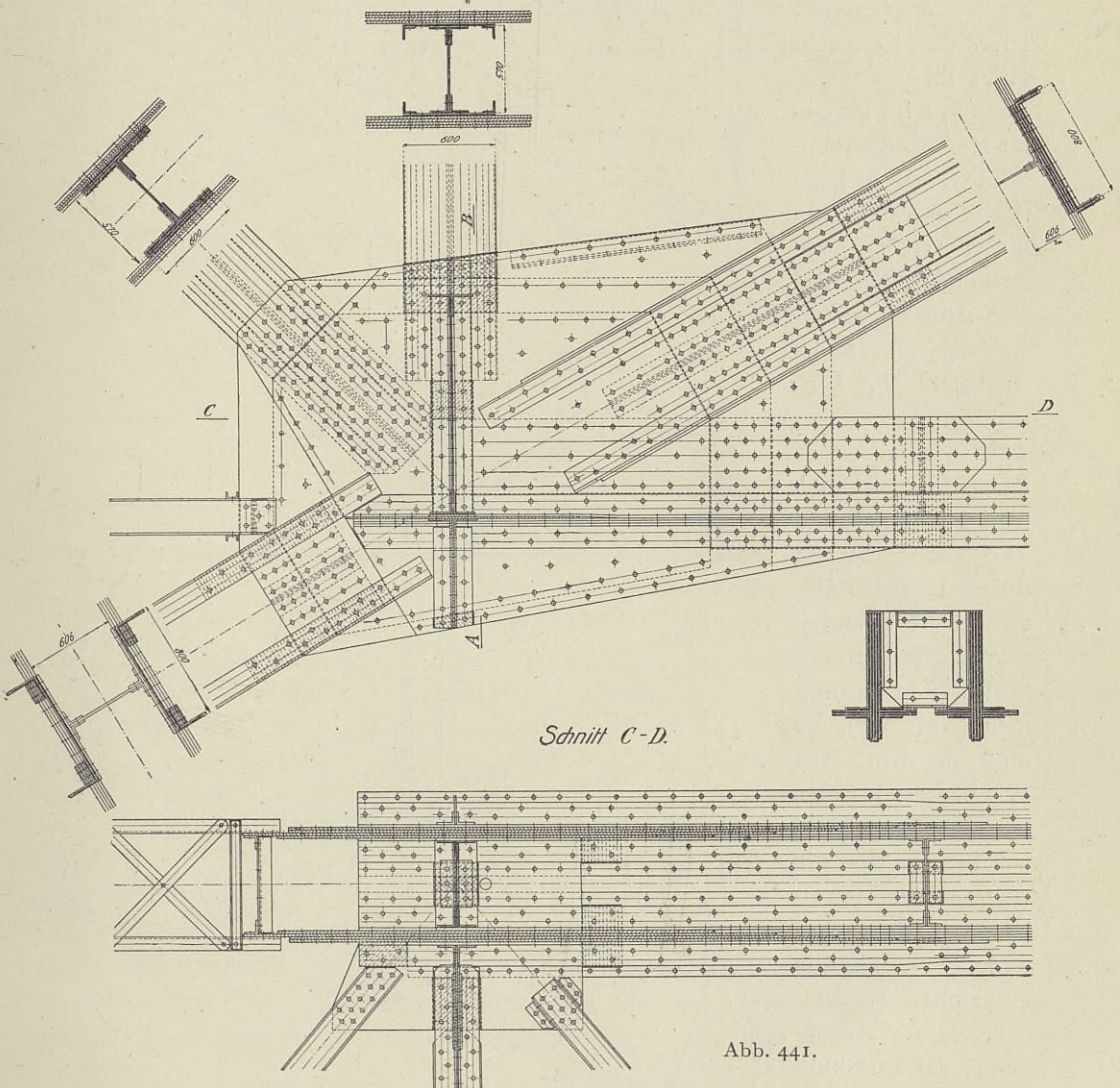


Abb. 440.



Schnitt C-D.

Abb. 441.

Knotenpunkt dargestellt, der der Südbrücke in Köln¹⁾ entstammt. In jeder Wandung sind vier gestaffelte Knotenbleche angeordnet. Nach dem, was bei

¹⁾ Entwurf der Union-Dortmund.

Beschreibung der Abb. 438 und auf S. 151 über den Anschluß der Stäbe an gestaffelten Knotenblechen gesagt ist, dürfte eine nähere Beschreibung der Stabanschlüsse überflüssig sein. Die links angeschlossenen \square -Eisen bilden den letzten Gurtstab des Windverbandes.

e) Versteifter Stabbogen.

Diese Trägerart eignet sich sehr für städtische Brücken, bei denen Wert auf ein gutes Aussehen gelegt wird. Z. B. gibt die in Abb. 442 dargestellte Überführung über einen Kanal und zwei angrenzende Uferstraßen ein sehr gutes Bild.

$\frac{1}{7} l$ ist ein gutes Maß für die Pfeilhöhe f , doch kann nach Bedarf von dieser Größe abgewichen werden. Die Höhe des Versteifungsträgers ist zu $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{40} l$ zu wählen. Der Bogen wird nach einer Parabel oder einem Kreisbogen geformt.

Führt man den Bogen und den Untergurt des Versteifungsträgers in der Mitte nicht zusammen (Abb. 442), so muß auf dem einen Widerlager ein festes Lager angeordnet werden, um die wagerechten, parallel der Längsachse wirkenden Kräfte aufnehmen zu können. Diese Anordnung ist deshalb nicht zu empfehlen, weil hierbei die

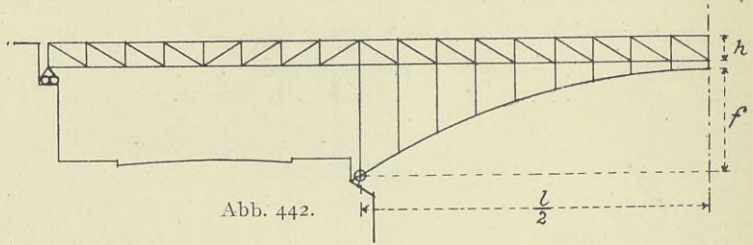


Abb. 442.

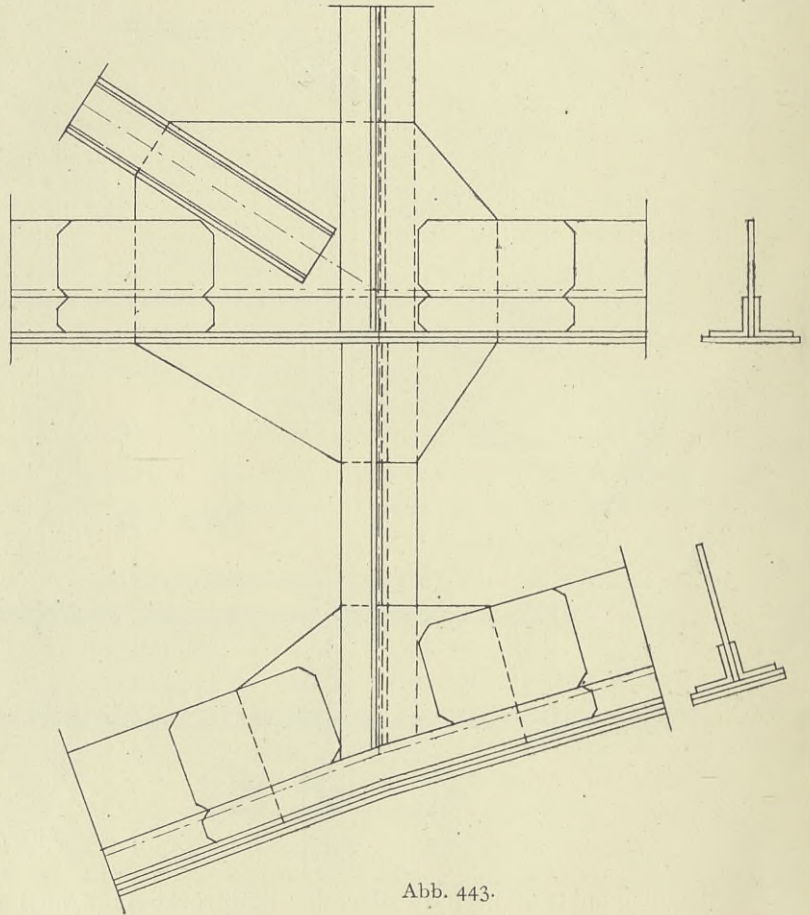


Abb. 443.

durch Wärmeschwankungen hervorgerufenen Längsbewegungen, die sich von einem Widerlager bis zum anderen erstrecken, die kurzen Stützen über der

Bogenmitte sehr ungünstig beanspruchen. Zweckmäßiger ist es, die Längskräfte auf die Bogenmitte zu übertragen, und zwar dadurch, daß man hier Bogen und Untergurt zusammenführt. Man könnte den Querschnitt des Bogens und der Untergurtung des Versteifungsträgers im Scheitel so ineinander schalten, daß ihre Schwerpunkte zusammenfallen. Eine derartige Zusammenführung macht aber stets Schwierigkeiten, und es empfiehlt sich daher, den Scheitelpunkt des Bogennetzes ungefähr um die Höhe des Bogenquerschnittes tiefer anzuordnen als die Netzlinie des Untergurtes. Hierbei rückt der Bogen immerhin noch so nahe an den Untergurt des Versteifungsträgers heran, daß eine starre Verbindung beider Teile möglich

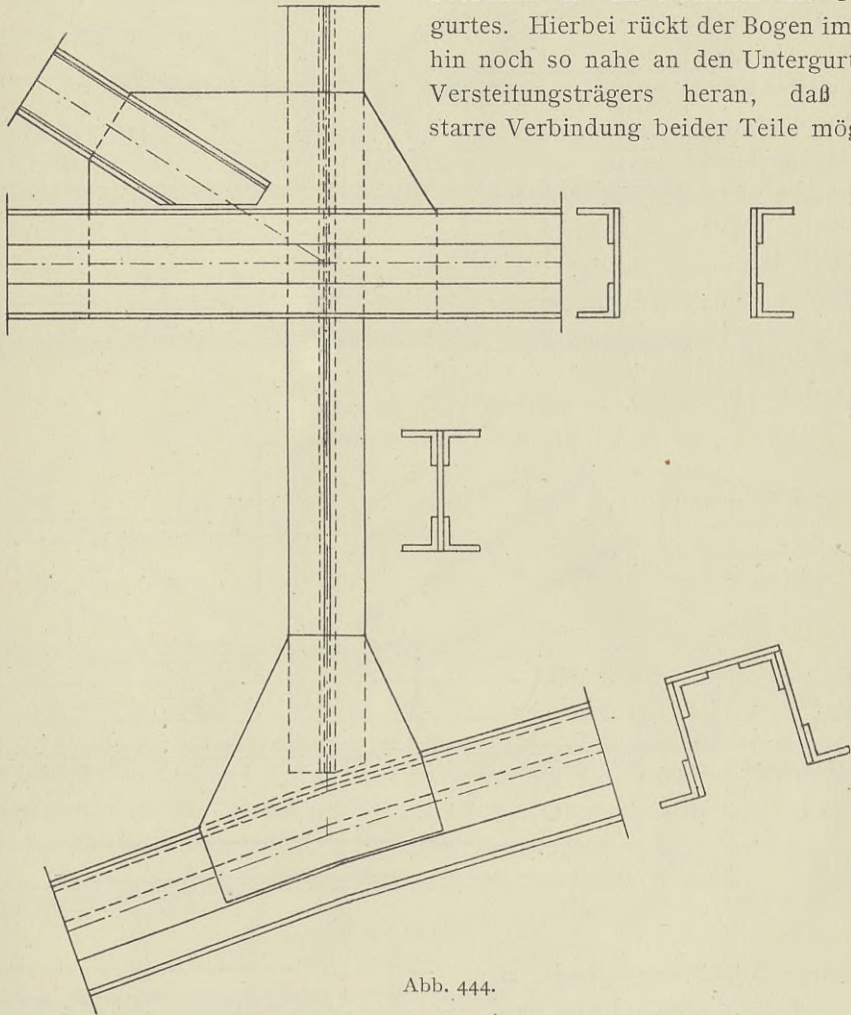


Abb. 444.

ist und damit die Standsicherheit des Systems auch für wagerechte, parallel der Längsachse der Brücke wirkende Kräfte auch bei Anordnung zweier beweglicher Lager auf den Widerlagern gewährleistet wird. Für die Gurtungen und auch für den Bogen bemühe man sich mit einer Höhe $h = \frac{2}{3} \left(l - \frac{l^2}{400} \right)$ auszukommen (h in cm, l in m). Sowohl einwandige als auch zweiwandige Querschnittsformen, für die im allgemeinen die bei der Abhandlung über den einfachen Balkenträger gegebenen Regeln maßgebend sind, eignen sich für die

Gurtungen und den Bogen. Bei einwandiger Gestaltung empfiehlt es sich, für den Untergurt einen zweiteiligen Querschnitt nach Abb. 421 zu wählen oder an den Knotenpunkten in den Fußplatten Schlitze herzustellen, um die Knotenbleche nach unten durchzuführen und die Pfosten des Bogens gut anschließen zu können (Abb. 443).

Die Abb. 443 u. 444 stellen Knotenpunkte des Untergurtes und des Bogens bei einwandiger und zweiwandiger Ausbildung dar.

In Abb. 445 ist der Scheitelknotenpunkt bei

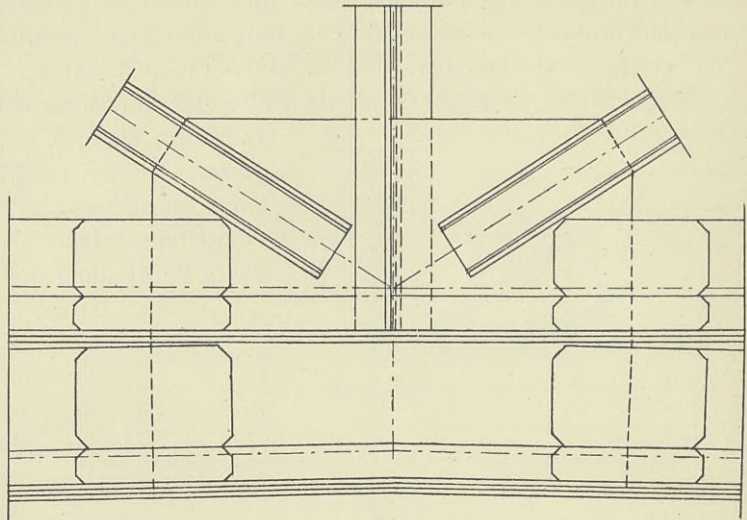


Abb. 445.

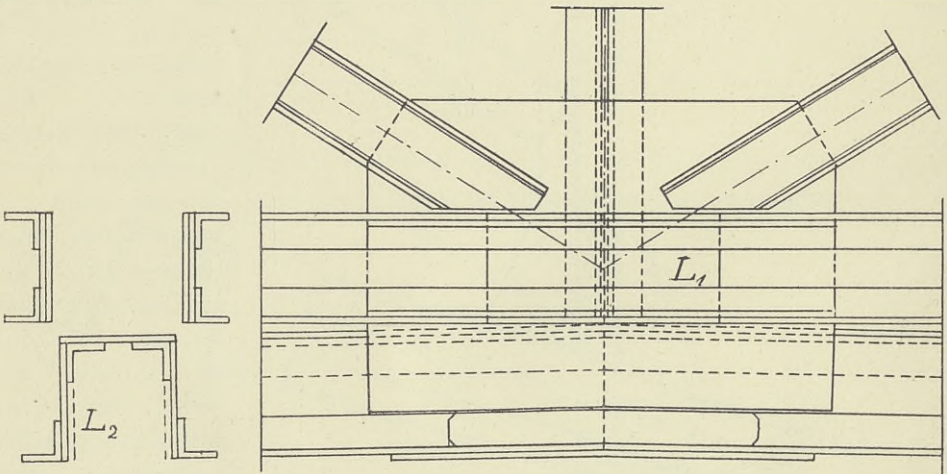


Abb. 446.

einwandiger Ausbildung gezeigt. Der Bogen und der Untergurt sind durch ein gemeinsames Knotenblech zusammengefaßt, das an die Stelle der Stegbleche getreten ist.

Abb. 446 veranschaulicht denselben Knotenpunkt bei zweiwandiger Gestaltung der Querschnitte. Das Knotenblech verbindet Untergurt und Bogen. Alle Teile der Querschnitte sind in diesem Knotenpunkt gestoßen. Der Stoß der doppelten Stegbleche des Untergurtes ist einerseits durch das Knotenblech, andererseits durch eine über die ganze Höhe der Stegbleche reichende

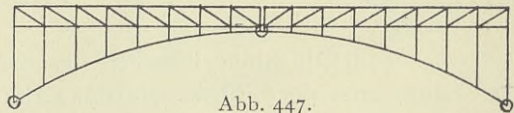


Abb. 447.

Lasche L_1 gedeckt, gegen die die Winkel stumpf gegenlaufen. Deckwinkel verbinden die Gurtwinkel. Der Stegblechstoß des Bogens wird durch das Knotenblech, das an der Außenseite liegt und bis zum anliegenden Schenkel des unteren Winkels reicht, und auf der anderen Seite durch eine Lasche L_2 gedeckt.

Der versteifte Stabbogen kann durch Einschaltung von Gelenken in den Versteifungsträger statisch bestimmt gemacht werden. So stellt die Abb. 447 einen statisch bestimmten versteiften Stabbogen dar, der ein Gelenk im Versteifungsträger aufweist.

f) Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub.

Dieser Träger ist in neuester Zeit wiederholt bei städtischen Brücken angewendet worden. Er ist dort am Platze, wo ein ungehinderter Querverkehr von den Bürgersteigen zum Fahrdamm verlangt werden muß. Für Eisenbahnbrücken und für Straßenbrücken, bei denen die Fußsteige und der Fahrdamm innerhalb der Hauptträger liegen, kommt diese Trägerart also kaum in Frage. Sie wird nach den beiden in den Abb. 448 u. 449 dargestellten Formen ausgeführt. Der Bogen wird in der Regel nach einer Parabel geformt. Als

Trägerhöhe des Versteifungsträgers wähle man $\frac{1}{30}$ bis $\frac{1}{40} l$ und für die Pfeilhöhe f des Bogens den Wert $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7} l$.

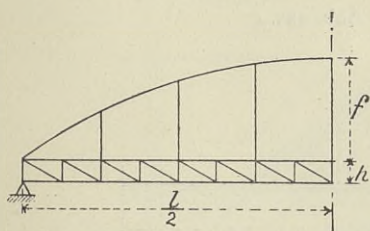


Abb. 448.

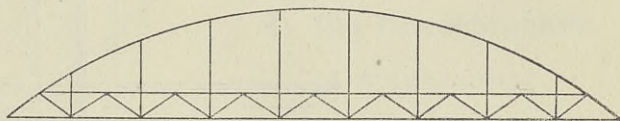


Abb. 449.

Die Stabquerschnitte werden bei dieser Trägerform am besten doppelwandig gestaltet, weil sich hierbei die Zusammenführung des Bogens und der Obergurtung am Trägerende gut anordnen läßt. Für den Bogen eignet sich ein Querschnitt von der Form in Abb. 450. Der Obergurt wird zweckmäßig so gestaltet, daß die Winkel der Hängestangen, die nach Abb. 451 angeordnet und an die Außenseiten der Stegbleche des Bogens gelegt werden, diesen

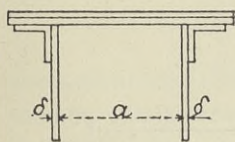


Abb. 450.

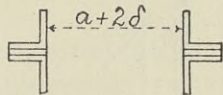


Abb. 451.

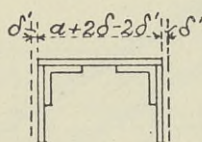


Abb. 452.

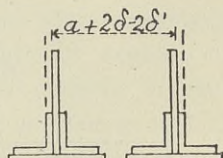


Abb. 453.

zwischen sich fassen können. Dafür paßt ein Querschnitt von der Form in Abb. 452. Der Untergurtquerschnitt kann nach Abb. 453 ausgebildet werden. Werden die Bogenglieder nicht gekrümmt, sondern von Knotenpunkt zu Knotenpunkt geradlinig ausgeführt, so müssen die Stegbleche in jedem Knotenpunkt des Bogens (Abb. 454) in der Winkelhalbierenden gestoßen werden. Der Stoß wird durch innen liegende Laschen gedeckt. Die Hängestangen müssen ver-

gittert und die zwischen den Winkelschenkeln verbleibenden Hohlräume gefuttert werden (Abb. 455).

Die Abb. 456 stellt ein Stück des Versteifungsträgers dar.

Es empfiehlt sich, die Stärke der Knotenbleche der oberen Gurtung des Versteifungsträgers ebenso groß zu wählen, wie die Stärke der Stegbleche des Bogens. In diesem Falle

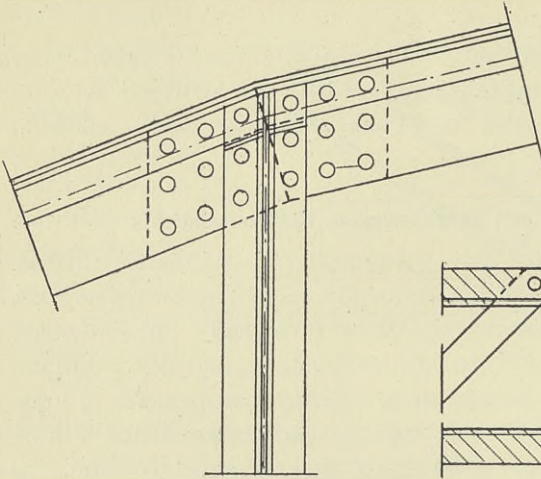


Abb. 454.

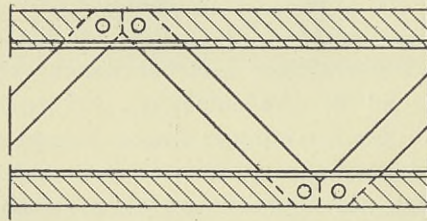
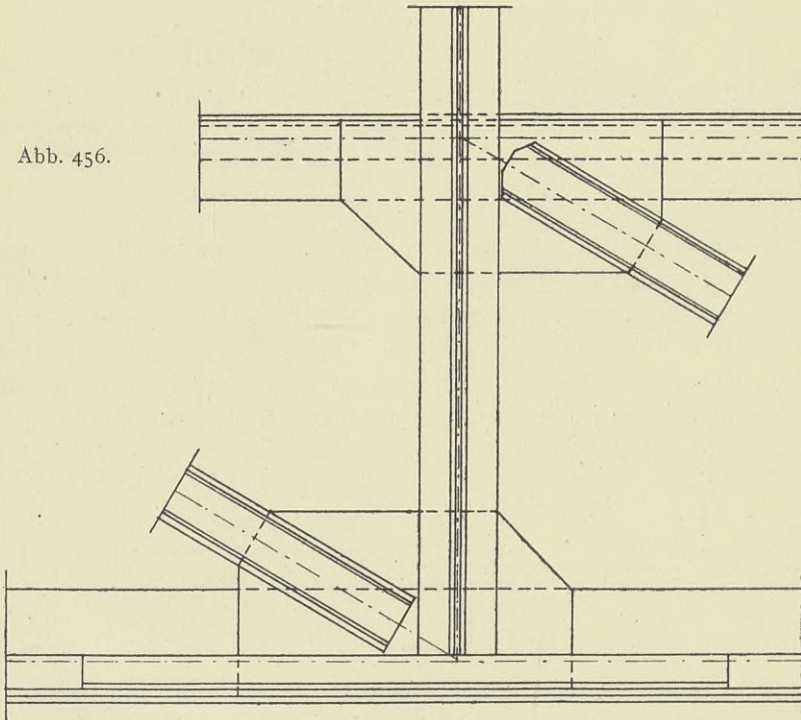


Abb. 455.

Abb. 456.



ist der Punkt, in dem die obere Gurtung des Versteifungsträgers und der Bogen zusammenlaufen, sehr einfach auszubilden (Abb. 457). Der Obergurt legt sich gegen die Innenseiten der Knotenbleche, die an die Stelle der Stegbleche des Bogens treten. Für den Auflagerknotenpunkt der in Abb. 449

dargestellten Trägerform eignet sich eine Ausbildung, wie sie in Abb. 458 veranschaulicht ist. Die Knotenbleche treten beim Obergurt an die Stelle der Stegbleche und legen sich beim Untergurt an die Außenseiten der Stegbleche.

Abb. 457.

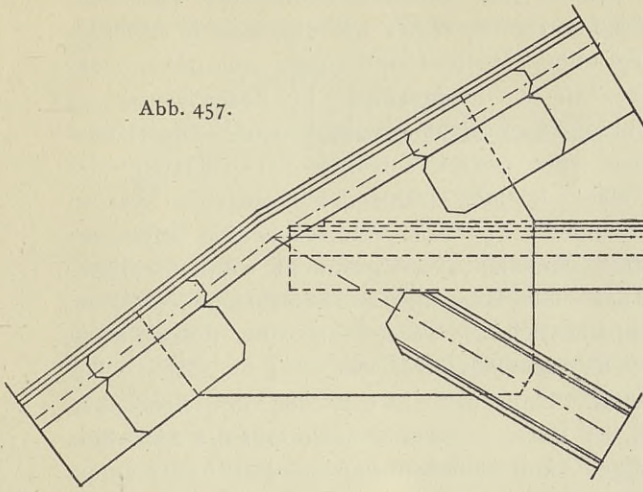


Abb. 458.

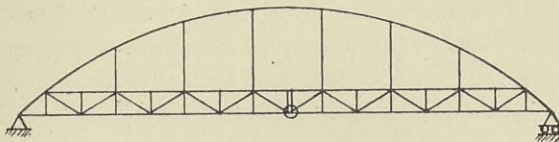
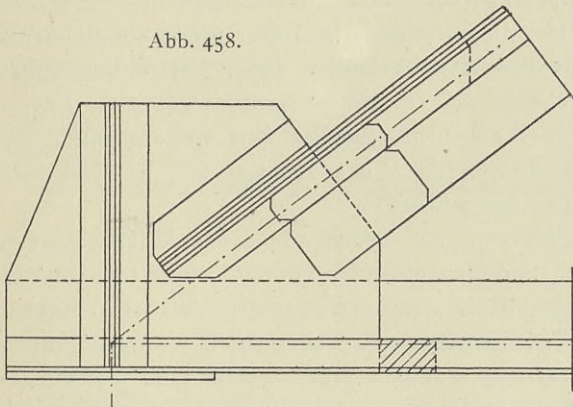


Abb. 459.

wirtschaftliche Überlegenheit der Hängebrücken gegenüber anderen Brückenformen für Eisenbahnbrücken erst bei einer Spannweite von 600 m und bei Straßenbrücken bei einer Spannweite von 300 m. Sie kommen also in Deutschland und den Nachbarländern nur dort in Frage, wo auf ein gutes Aussehen besonders Gewicht gelegt wird.

In der ersten Hälfte des neunzehnten Jahrhunderts sind Hängebrücken in großer Anzahl in Europa, auch in Deutschland gebaut worden. Sie kamen aber in Verruf, weil sie sich infolge schlechter Ausbildung der baulichen Einzelheiten und des Mangels ausreichender Versteifung in der Ebene der

Der Anschluß der Kopfplatte des Obergurtes ist nach den auf S. 148 (Abb. 336) gegebenen Regeln ausgebildet.

Für die Höhe der Gurten und des Bogenquerschnittes gilt dieselbe Formel wie beim versteiften Stabbogen (S. 193).

Der versteifte Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub kann durch Einschalten eines Gelenkes statisch bestimmt gemacht werden. (Abb. 459).

E. Die Hängebrücken.

1. Allgemeines.

Die Hängebrücken übertreffen fraglos durch gutes Aussehen alle anderen Brückenformen, auch die Bogenbrücken. Sie sind aber bei Spannweiten, die in Deutschland und den Nachbarländern in Frage kommen, bedeutend teurer als andere Überbausysteme. Nach Bohny¹⁾ beginnt die

¹⁾ Theorie und Konstruktion versteifter Hängebrücken. Von Dr. Ing. Bohny.

Tragketten und in der Querrichtung der Brücke schlecht bewährten. Erst die Einführung von Versteifungsträgern und der Fortschritt in der Durchbildung der baulichen Einzelheiten in neuerer Zeit haben das Mißtrauen gegen sie schwinden lassen. Sie sind fraglos ebenso sicher wie die anderen Brückenformen, sie sind allerdings biegsamer als diese und eignen sich daher mehr für die Überführung von Straßen als von Eisenbahnen, bei denen wegen der Entgleisungsgefahr große Durchbiegungen nicht erwünscht sind. Die Hängebrücken lassen sich leicht ohne jedes Gerüst aufstellen. Die Ketten oder Kabel können ohne Mühe von einem leichten Drahtseil aus eingebaut werden und dann die Versteifungsträger und die Fahrbahn von den beiden Seiten aus unter Aufhängung an die Ketten oder Kabel vorgestreckt werden. Dieser Umstand kann oft für die Wahl einer Hängebrücke ausschlaggebend sein.

Diejenigen Teile, die hauptsächlich die Lasten aus dem Eigengewicht und dem Verkehr aufzunehmen haben, sind die Ketten oder die Kabel. Die Versteifungsträger dienen in erster Linie dem Zweck, den ihre Benennung angibt, nämlich der Versteifung der Kette, in zweiter Linie erst der Aufnahme der Lasten. Die Versteifungsträger sind demnach nur so stark zu wählen, daß sie die Ketten oder die Kabel gut versteifen, aber sich an der Aufnahme der Lasten nicht in dem Maße beteiligen, daß die Ketten oder Kabel zu wenig belastet werden. Würde man die Hängebrücken ohne Versteifungsträger ausführen, wie dies früher geschehen ist, so würden große wandernde Lasten die Form der Ketten oder Kabel erheblich ändern und wellenförmige Bewegungen hervorrufen, die für den Verkehr unangenehm und störend sein und das Gefüge der Fahrbahn lockern würden.

Man unterscheidet Hängebrücken, bei denen die Kettenkraft von den Widerlagern aufgenommen wird, und Hängebrücken, deren Kettenkraft von den Versteifungsträgern aufgenommen wird. Die ersten entsprechen den Bogenbrücken, deren Bogenschub an die Widerlager abgegeben wird, die letzteren den Bogenbrücken mit aufgehobenem Bogenschub. Weiter kann man die Hängebrücken einteilen in solche, bei denen die Kette von dem Versteifungsträger durch die Hängestangen getrennt ist (Abb. 460), und in solche, bei denen die Kette einen Gurt des Versteifungsträgers bildet (Abb. 462). Letztere werden auch hängende Fachwerkträger genannt. Je nachdem aus Drähten hergestellte Kabel oder aus einzelnen Augenstäben gefertigte Ketten verwendet werden, unterscheidet man Kabel- und Kettenhängebrücken. Die Hängebrücken können nur über einer Öffnung angeordnet werden (Abb. 460) oder auch mehrere Öffnungen überspannen (Abb. 461). Im letzteren Falle können die Versteifungsträger als durchgehende Träger über alle Öffnungen durchgeführt werden oder auch als einfache Balken über den einzelnen Öffnungen angeordnet werden.

2. Erklärung der allgemeinen Anordnung einzelner Brückenformen.

Abb. 460. Die Hängebrücke überspannt eine Öffnung. Der Versteifungsträger, der von der Kette¹⁾ getrennt ist, hat auf der einen Seite ein bewegliches,

¹⁾ Im Folgenden ist in allgemeinen Betrachtungen für Kette und Kabel der gemeinsame Ausdruck „Kette“ gebraucht.

auf der anderen ein festes, die Längskräfte aufnehmendes Auflager. Die Kette läuft über steinerne Pfeiler, Pylonen genannt, zu den Widerlagern, in denen sie verankert wird. Die Kettenauflager auf den Pylonen müssen unter allen Umständen beweglich sein. Wären sie fest, so würde die Kettenkraft die Pylonen

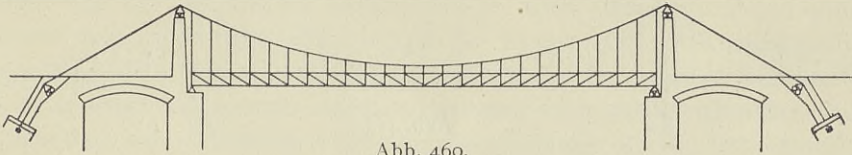


Abb. 460.

beanspruchen, die aber wegen ihrer Höhe hierzu nicht geeignet sind. Die Kettenkraft soll vielmehr einwandfrei bis zu den Verankerungen geführt werden; deshalb müssen die Lager auf den Pylonen und auch die Kettenlager an den Stellen, wo die Kette aus ihrer Richtung zum Zwecke einer günstigen Gestaltung der Widerlager abgelenkt wird, gut beweglich gelagert werden. Das System ist einfach statisch unbestimmt.

Die Abb. 461 stellt eine über drei Öffnungen gespannte Hängebrücke dar, deren Versteifungsträger ein durchgehender Träger auf drei Stützen ist. Die Kette ist in den Widerlagern verankert und aus den eben erörterten Gründen über den Mittelpfeilern auf eisernen Pendelstützen gelagert. Der Versteifungs-

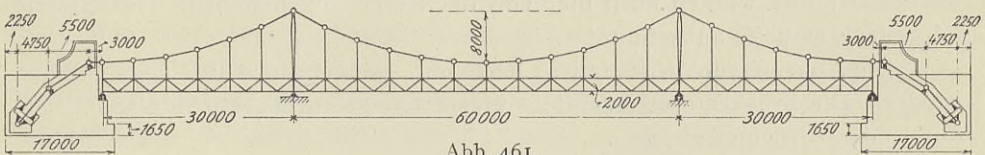


Abb. 461.

träger besitzt drei bewegliche und ein festes Auflager, das die Längskräfte aufnehmen muß. Das System ist dreifach statisch unbestimmt.

Abb. 462 veranschaulicht ein hängendes Fachwerk über drei Öffnungen. Der mittlere Träger ist ein umgekehrter Bogenzwickelträger (Abb. 398). Die Kette bildet den Obergurt der Versteifungsträger, die als einfache Balkenträger über den einzelnen Öffnungen angeordnet sind. Sämtliche Auflager der Versteifungsträger sind beweglich. Die Längskräfte werden in diesem Falle von der Kette aufgenommen, die unmittelbar an den Versteifungsträgern angreift. Die Kette ist in den Widerlagern verankert und über den Mittelpfeilern auf eisernen Pendelstützen gelagert. Das System ist einfach statisch unbestimmt.

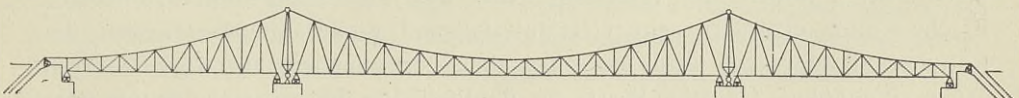


Abb. 462.

Ganz ähnlich wie bei den Bogenbrücken (Abb. 398 u. 408) hat man zur Vermeidung der langen Streben in den Zwickeln dem hängenden Fachwerk die in der Abb. 463 dargestellte Form gegeben, bei der die Lager der Versteifungsträger über den Mittelpfeilern mit den Lagerpunkten der Kette vereinigt sind. Das System ist ebenfalls einfach statisch unbestimmt.

Ein sehr gutes und kühnes Aussehen hat die in der Abb. 464 wiedergegebene Hängebrückenform, die von der Gesellschaft Harkort in Duisburg für die neu zu erbauende Straßenbrücke in Köln seinerzeit vorgeschlagen wurde. Die Lagerung über den Mittelpfeilern ist in der Abbildung abweichend

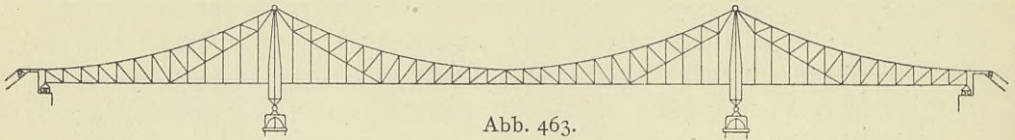


Abb. 463.

vom Entwurf angeordnet. Die einzelnen Versteifungsträger, die mit der Kette in unmittelbarer Verbindung stehen, haben zwar Bogenform, sind aber einfache Balken. Jeder besitzt auf beiden Seiten je ein bewegliches Auflager. Die auf jedem der beiden Mittelpfeiler angeordneten Lager zweier benachbarter Versteifungsträger sind selbstverständlich voneinander getrennt. Die Kette ist

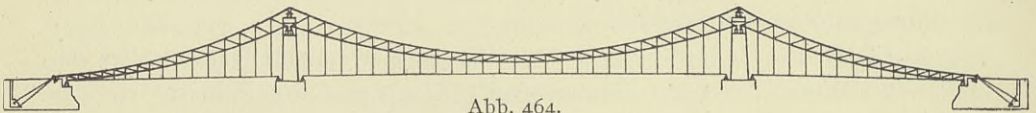


Abb. 464.

auf dem Mittelpfeiler beweglich gelagert und in den Widerlagern verankert. Die Längskräfte werden auch hier von der Kette aufgenommen. Das System ist einfach statisch unbestimmt.

Die Abb. 465 gibt eine statisch bestimmte Hängebrücke über einer Öffnung wieder. Die Brückenform entspricht einem Dreigelenkbogen (Abb. 382). Die durch das Mittelgelenk getrennten Versteifungsträger stehen mit der Kette in unmittelbarem Zusammenhang. Auf den steinernen Pylonen sind die Versteifungsträger und die Kette gemeinschaftlich und beweglich gelagert. Die Längskräfte, die auf die angehängte Fahrbahn wirken, müssen durch geeignete Vorrichtungen an ihren Enden von den Pfeilern aufgenommen werden.

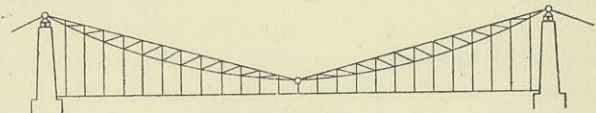


Abb. 465.

3. Die Pfeilhöhe und die Form der Kette.

Von der Pfeilhöhe der Kette sind die Abmessungen dieses Traggliedes selbst, der Pylonen, der Widerlager und des Versteifungsträgers abhängig. Flache Ketten erfordern sehr viel Material und große Widerlager, weil der Kettenschub sehr groß wird, sie sehen aber weit günstiger aus als Ketten mit großer Pfeilhöhe. Günstige Werte für die Pfeilhöhe der nur eine Öffnung oder die mittlere von mehreren Öffnungen überspannenden Kette liegen zwischen $\frac{1}{7}$ und $\frac{1}{10} l$, wobei l die Entfernung der Lager auf den Pylonen und f die senkrechte Entfernung zwischen der Verbindungslinie dieser Lager und dem tiefsten Punkt der Kette bedeutet.

Die Ketten sind diejenigen Teile einer Hängebrücke, die hauptsächlich die Lasten tragen sollen. Man weist ihnen in der Regel die Aufnahme der

gesamten ständigen Last zu. Die Form der Kette muß in diesem Falle eine Parabel sein. Erstreckt sich die Kette über mehrere Öffnungen, so formt man die Kette in allen Öffnungen nach Parabeln. Die Pfeilhöhen der Ketten müssen sich wie die Quadrate der Stützweiten der einzelnen Versteifungsträger verhalten, weil der wagerechte Kettenschub in allen Öffnungen gleich groß ist. Schaltet man in den Versteifungsträger der in der Abb. 460 veranschaulichten Hängebrücke ein Mittelgelenk ein, so wird das System statisch bestimmt, und die Kette trägt die gesamte ständige Last und auch die gleichmäßig verteilte Verkehrslast bei vollständiger Belastung der Öffnung allein. Der Versteifungsträger wird also nur bei teilweiser Belastung durch den Verkehr beansprucht. Ist kein Mittelgelenk im Versteifungsträger vorhanden, so erreicht man die Aufnahme der gesamten ständigen Belastung allein durch die Kette dadurch, daß man bei einem vollwandigen Versteifungsträger die Stoßdeckungen und bei einem Fachwerk-Versteifungsträger die Dreiecksverbände erst nach dem Aufbringen der Fahrbahn schließt.

Das Einschalten von Gelenken in die Versteifungsträger ist wenigstens bei Kabelbrücken nicht sehr zu empfehlen, weil unter den Gelenken Knicke in der Biegelinie entstehen, die zu ungünstigen Beanspruchungen der Kabel Veranlassung geben.

4. Höhe der Versteifungsträger.

Wie schon eingangs betont wurde, sollen die Versteifungsträger in erster Linie der Versteifung der Kette, in zweiter Linie erst der Aufnahme der Lasten dienen. Sie haben also die Hauptaufgabe, Einzellasten gleichmäßig auf die Hängestangen und durch diese auf die Ketten zu verteilen. Ständige Lasten werden in der Regel, wie eben schon erörtert wurde, von den Versteifungsträgern nicht aufgenommen. Die Versteifungsträger sind also nur so stark auszubilden, daß sie ihrer Aufgabe, die Kette genügend zu versteifen, gewachsen sind, aber sich an der Aufnahme der Lasten nicht in dem Maße beteiligen, daß die Ketten zu wenig belastet werden. Günstige Werte für die Höhe des Versteifungsträgers liegen zwischen $\frac{1}{30}$ und $\frac{1}{60} l$, der gebräuchlichste Wert ist wohl $\frac{1}{45} l$. Sind mehrere Öffnungen vorhanden, so werden in der Regel die Versteifungsträger in allen Öffnungen gleich hoch ausgeführt.

5. Das Material für die Ketten und Kabel und die Herstellung der Ketten und Kabel.

Die Ketten werden aus Augenstäben, deren Form und Herstellung auf S. 14 u. 63 näher beschrieben ist, gebildet. Die Augenstäbe benachbarter Kettenglieder übergreifen einander um die Länge der Augen; die Verbindung wird durch Bolzen bewirkt, die die Löcher in den Augen durchdringen und an denen auch die Hängestangen angreifen (Abb. 473). Sind für das eine zweier benachbarter Kettenglieder n Augenstäbe von gleichem Querschnitt erforderlich, so wählt man in der Regel für den anderen Augenstab $n - 1$ Augenstäbe von demselben Querschnitt und 2 Augenstäbe von dem halben Querschnitt oder auch $n - 2$ Augenstäbe von demselben Querschnitt und 4 Augenstäbe von dem halben Querschnitt wie bei der Anordnung in Abb. 473. Die

Höhe der Augenstäbe ist so zu wählen, daß die Kette schlank aussieht. Es empfiehlt sich, bei Brücken mittlerer Spannweite die Höhe noch unter $\frac{l}{200}$

und bei Brücken großer Spannweite noch unter $\frac{l}{400}$ anzunehmen. Um die Höhe und die Breite der Kette einschränken zu können, ordnet man bei Brücken mit außergewöhnlich großer Spannweite auch auf jeder Seite der Brücke zwei übereinander liegende Ketten an. Die Aufhängung geschieht in diesem Falle abwechselnd an der oberen und unteren Kette.

Als Material für die Augenstäbe kommt Flußeisen, Nickelstahl und Elektrostahl in Frage, über deren Festigkeitseigenschaften im Abschnitt IV schon ausführlich die Rede war.

An Stelle der Augenstäbe kann man als Kettenglieder auch an den Enden verstärkte Flacheisen verwenden (Abb. 466). Die Verstärkungsteile müssen natürlich mit der ihrem Kraftanteil entsprechenden Nietanzahl angeschlossen werden.

Das Kabel wird aus Drähten gebildet. Die Drähte haben meist Kreisquerschnitt, nur bei den sogenannten patentverschlossenen Kabeln auch trapezförmigen und doppelwulstigen Querschnitt. Als Material für die Drähte wird bester Tiegelstahl verwendet. Diesem Stahl kann durch Walzen und Ziehen zu feinen Drähten eine Bruchfestigkeit bis zu 280 kg/qmm gegeben

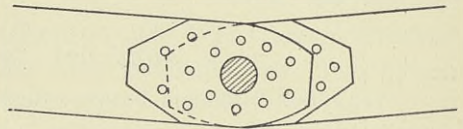


Abb. 466.

werden. Für Brückenkabel kommen meist Drähte von 4 bis 6 mm Stärke zur Verwendung. Diesen Stärken entsprechen Bruchfestigkeiten von 150 und 120 kg/qmm und Bruchdehnungen von 3 bis 4 vH. Trotz dieser geringen Bruchdehnung haben sich die Brückenkabel sehr gut bewährt, weil sie nach dem Walzprozeß keiner gewaltsamen Bearbeitung mehr unterworfen werden. Die Dehnungsziffer solcher Drähte kann zu $\frac{1}{2\ 150\ 000}$ und die Elastizitätsgrenze zu

75 vH. der Bruchfestigkeit angenommen werden. Die Drähte können in Längen bis zu 1000 m gewalzt werden, in der Regel werden sie aber in kürzeren Längen hergestellt. Die Verbindung zweier Drahtenden geschieht durch Zuspitzen und Zusammenlöten mittels Hartlot und Stichflamme. Die Festigkeit solcher Verbindungen beträgt mindestens 95 vH. der Festigkeit des Drahtes.

Aus den Drähten werden die Seile gebildet. Mehr als 200 Drähte werden nicht zu einem Seil vereinigt. Werden mehr als 200 Drähte erforderlich, so werden mehrere schwächere Seile, sogenannte Litzen, gebildet und aus den Litzen das Seil zusammengesetzt. Die Seile können aus parallel geführten und aus spiralförmig gewundenen Drähten gebildet werden. Sind mehrere Litzen erforderlich, so werden im ersten Falle die Litzen parallel geführt und im zweiten Falle in der Regel spiralförmig gewunden. Es können aber auch mehrere schwächere Seile, die voneinander getrennt und in senkrechten und wagerechten Reihen geordnet sind (Abb. 490), durch geeignete Vorrichtungen zu einem einheitlichen Tragglied vereinigt werden.

Nach dem älteren französischen Verfahren wurden die Seile aus parallel geführten Drähten derart gebildet, daß man auf der Baustelle die Drähte parallel ausgestreckt verlegte und durch einzelne Drahtwicklungen zu einem Seile zusammenschloß, das dann im fertigen Zustande ausgehängt wurde. Dies Verfahren ist auch für kleine Brücken nicht zu empfehlen, da die so hergestellten Seile sehr wenig biegsam sind und infolge der Formänderung beim Durchhängen sehr große und ungleiche Spannungen erleiden. Wo parallel geführte Drähte in Anwendung kommen, sollten die Seile stets durch das von dem Deutsch-Amerikaner Röbling erfundene Luftspinnverfahren hergestellt werden. Bei diesem Verfahren werden die Drähte jeder Litze nach einem unter Berücksichtigung der Wärme und des Eigengewichtes genau ausgehängten Führungsdraht von Verankerung zu Verankerung gezogen. Die zu einer Litze gehörigen Drähte werden dann in Abständen von rd. 1,50 m durch Drahtwicklungen gebündelt, und zwar zu gleicher Zeit an verschiedenen Stellen, damit einzelne Drähte, deren Länge doch nicht ganz richtig ausgefallen sein sollte, nicht aus der Litze aufsteigen können. Die Drähte jeder Litze werden zunächst in einer Lage, die etwas höher als die endgültige ist, ausgehängt und vorübergehend verankert. Die ganze Litze wird dann in die endgültige Lage herabgelassen, wobei Unstimmigkeiten gegenüber den bereits verlegten Litzen noch ausgeglichen werden können. Die Litzen werden dann durch Stahlschellen zum Kabel vereinigt. Bei der Williamsburger Brücke in New-York, bei der das Luftspinnverfahren in vollkommenster Weise angewendet worden ist, sind zum Schutz der Drähte und Kabel gegen Witterungseinflüsse weitgehende Vorkehrungen getroffen worden. Die einzelnen Drähte haben in der Werkstatt einen Grundanstrich von Leinölfirnis und einen Deckanstrich von einer aus Petroleumrückständen hergestellten Flüssigkeit, der Graphit beigemischt ist, erhalten. Auf der Baustelle wurden die einzelnen Drähte und die Kabel mit dem gleichen Deckanstrich versehen. Das fertige Kabel wurde dann mit Segeltuchstreifen, die mit einer Flüssigkeit aus Öl und Graphit getränkt waren, umwickelt und schließlich mit Ölfarbe gestrichen.

Das Luftspinnverfahren ist nur bei Brücken mit sehr großen Spannweiten wirtschaftlich. Bei Brücken mit Spannweiten, wie sie auf dem europäischen Festlande vorkommen, ist das Verlegen fertiger Seile am Platze. Bei diesen in der Fabrik gefertigten Seilen dürfen aus den bereits angeführten Gründen die Drähte nicht parallel geführt, sondern müssen spiralförmig gewunden werden. Die Spiralkabel sind außerordentlich biegsam, weil beim Durchhängen ein und derselbe Draht sich abwechselnd verkürzt und verlängert und infolgedessen alle Drähte gleiche Formänderungen erfahren. Um einen sogenannten Seeldraht werden die einzelnen Drahtlagen mit 6, 12, 18 usw. Drähten abwechselnd nach links und rechts im sogenannten Kreuzschlag gewunden. Diese so hergestellten Seile sind noch weit biegsamer als Seile, bei denen alle Drahtlagen nach ein und derselben Seite geflochten sind, weil die Berührungsstellen bei den doppelt gewundenen Seilen kleiner als bei den einfach geflochtenen Seilen sind. Werden mehrere Litzen zu einem Kabel vereinigt, so werden auch die Litzen um die Kernlitze spiralförmig gewunden. In der Abb. 467 ist ein aus sieben Litzen hergestelltes, sogenanntes sieben-

schenkliges Kabel veranschaulicht, das von der Firma Felten u. Guilleaume in Mülheim (Rhein) für die Hängebrücke über die Argen bei Langenargen geliefert worden ist. Die einzelnen Litzen sind Spiralseile aus drei um einen Seeldraht im Kreuzschlag gewundenen Drahtlagen. Die Gesamtzahl der 6,3 mm starken Drähte einer Litze beträgt 37.

Würde man die Kernlitze aus demselben Material herstellen wie die äußeren Litzen, so würde die Kernlitze höhere Beanspruchungen erleiden als die anderen, weil die äußeren Litzen wegen ihrer spiralförmigen Windungen federnd wirken. Zur Erzielung gleicher Inanspruchnahme aller Litzen fertigt man die Kernlitze aus weicherem und dehnbarerem Material als die äußeren Litzen. Aus demselben Grunde müßte man eigentlich auch den Seeldraht aus einem anderen Material fertigen als die anderen Drähte. Jedoch wird in der Regel hierauf verzichtet.

Zum Schutz gegen Witterungseinflüsse werden die einzelnen Drähte verzinkt und beim Spinnen des Seiles gemennigt. Die Zwischenräume zwischen den einzelnen Drähten werden mit gemennigtem Hanf ausgefüllt.

Einen bedeutenden Fortschritt in der Fabrikation der Drahtseile stellen die patentverschlossenen Kabel dar, die von der Firma Felten u. Guilleaume in Mülheim (Rhein) in ganz hervorragender Güte hergestellt werden (Abb. 468 u. 469). Um zwei oder drei Runddrahtlagen schließen sich zwei Lagen aus trapezförmigen Drähten, die von einer oder auch mehreren Lagen

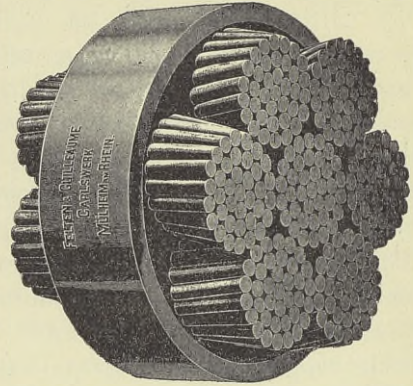


Abb. 467.

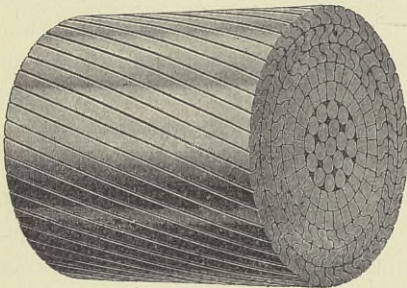


Abb. 468.

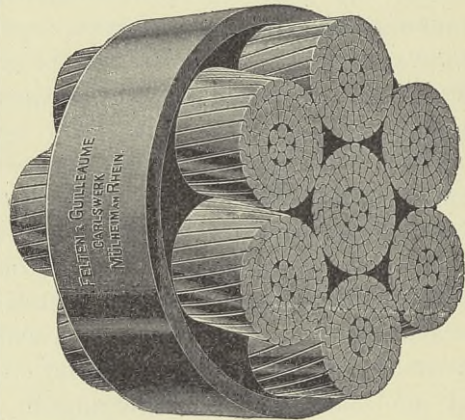


Abb. 469.

doppelwulstiger Drähte umgeben werden. Ein so hergestelltes Seil ist vollkommen gegen das Eindringen von Feuchtigkeit geschützt. Es braucht nur mit einem guten Anstrich versehen werden.

Die Dehnungsziffer des Spiralseiles ist größer als die des geraden Drahtes, weil die spiralförmig gewundenen Drähte wie langgestreckte Federn wirken. Unter der ständigen Last der Brücke strecken sich die Seile schon

beträchtlich, so daß durch die Betriebslasten nur noch geringe Streckungen infolge der federnden Wirkung hervorgebracht werden. Es ist zweckmäßig, die Seile von vornherein um die Streckung durch die ständige Last kürzer zu verlegen. Die Dehnungsziffer von runddrähtigen Spiralseilen kann 15 vH., von patentverschlossenen Seilen 10 vH. größer angenommen werden als die des geraden Drahtes.

Die zulässige Beanspruchung des Drahtmaterials von 120 bis 150 kg/qmm Festigkeit und einer Elastizitätsgrenze von 90 und 110 kg/qmm kann zu 40 bis 50 kg/qmm angenommen werden.

Die Kabel sind teurer im Einheitspreis, aber so viel leichter als die Ketten, daß sie bei großen Brücken wirtschaftlicher als diese werden.

Nach den vorstehenden Erörterungen kommen also für Hängebrücken mittlerer und auch größerer Spannweite Ketten und Spiralkabel und für Brücken mit Stützweiten über 200 m Paralleldrahtkabel, die mittels des Luftspinnverfahrens hergestellt werden, in Frage.

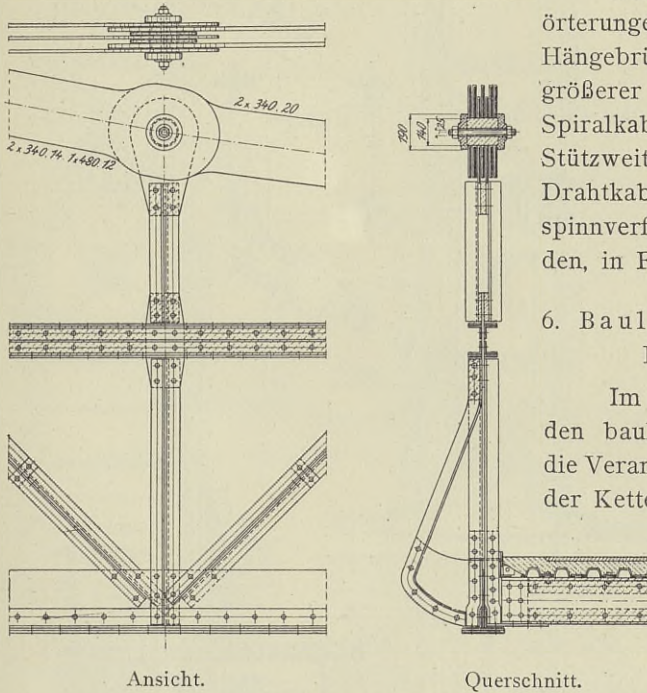


Abb. 470.

6. Bauliche Einzelheiten der Hängebrücken.

Im folgenden sollen unter den baulichen Einzelheiten auch die Verankerungen und Lagerungen der Ketten und Kabel besprochen werden, soweit sie Besonderheiten der Hängebrücken aufweisen. Im übrigen wird auf den Abschnitt XII «Lager und Gelenke» verwiesen. Die baulichen

Einzelheiten sollen nicht nach Gattungen, sondern nach ausgeführten Brücken oder Entwürfen getrennt erörtert werden.

a) Kettenbrücken.

Fußgängerbrücke über die Spree im Zuge der Flensburger Straße in Berlin.¹⁾

Abb. 470 stellt einen Teil des Versteifungsträgers und der Kette dar. Der linke Kettenstab besteht aus zwei Augenstäben mit dem nutzbaren Querschnitt $340 \cdot 14$ und einem Augenstab mit dem nutzbaren Querschnitt $340 \cdot 12^2)$, der rechte Kettenstab aus zwei Augenstäben mit dem nutzbaren Querschnitt

¹⁾ Ausgeführt von Steffens u. Nölle A.-G., Tempelhof-Berlin.

²⁾ In der Abb. 470 steht irrtümlicherweise 480.12.

340 · 20. Der Bolzen, der die Augenstäbe und das Auge des Hängestabes zusammenschließt, ist durchbohrt. Ein durchgesteckter Schraubenbolzen sichert mittels zweier Scheiben den Gelenkbolzen gegen Verschiebungen. Zu empfehlen

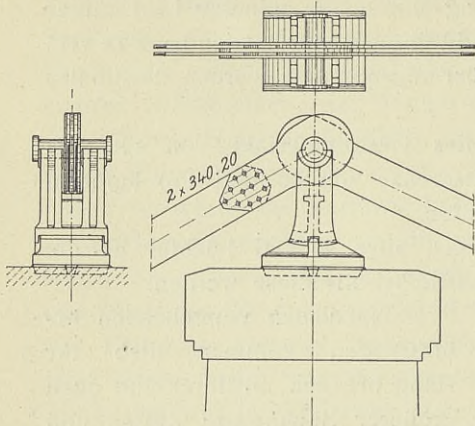


Abb. 471. Auflager auf den Pylonen.

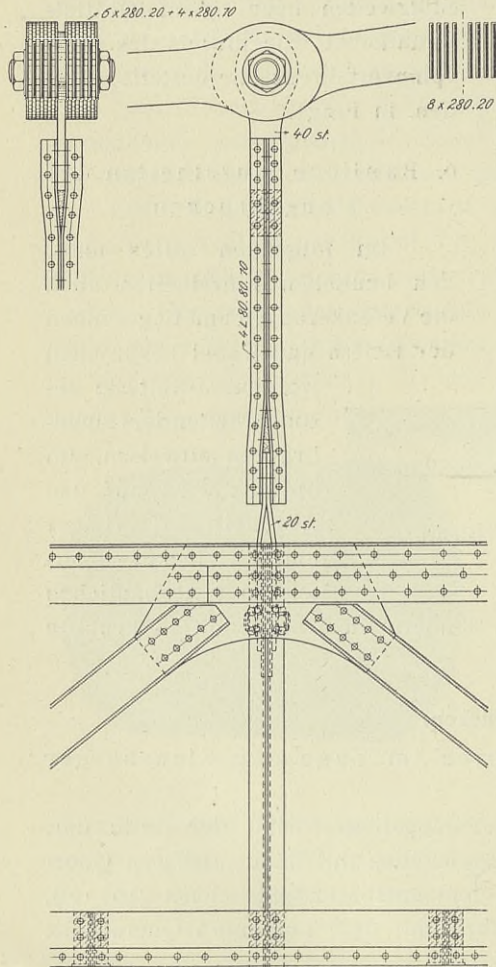


Abb. 473. Ansicht.

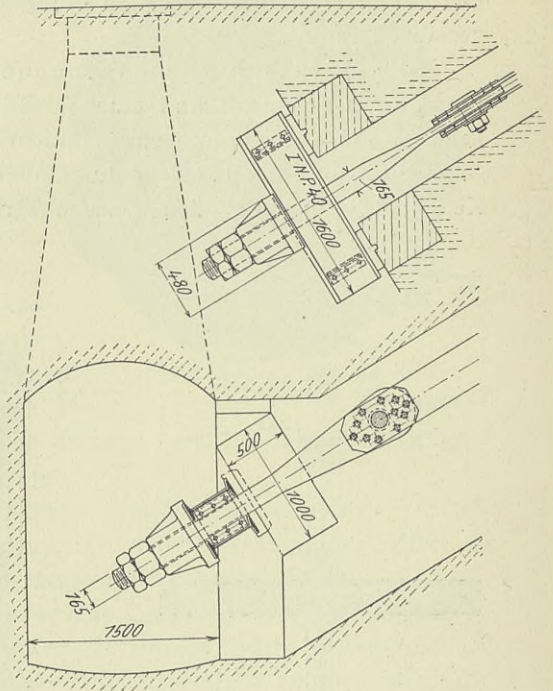


Abb. 472. Verankerung.

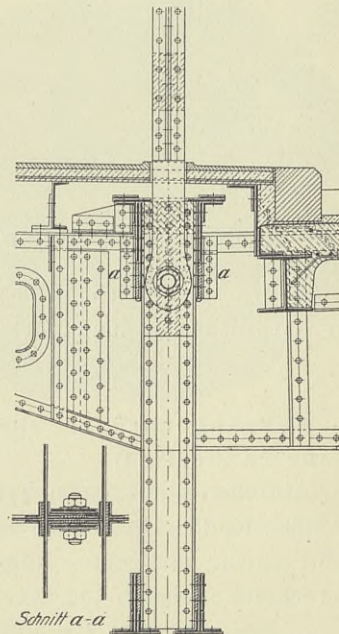
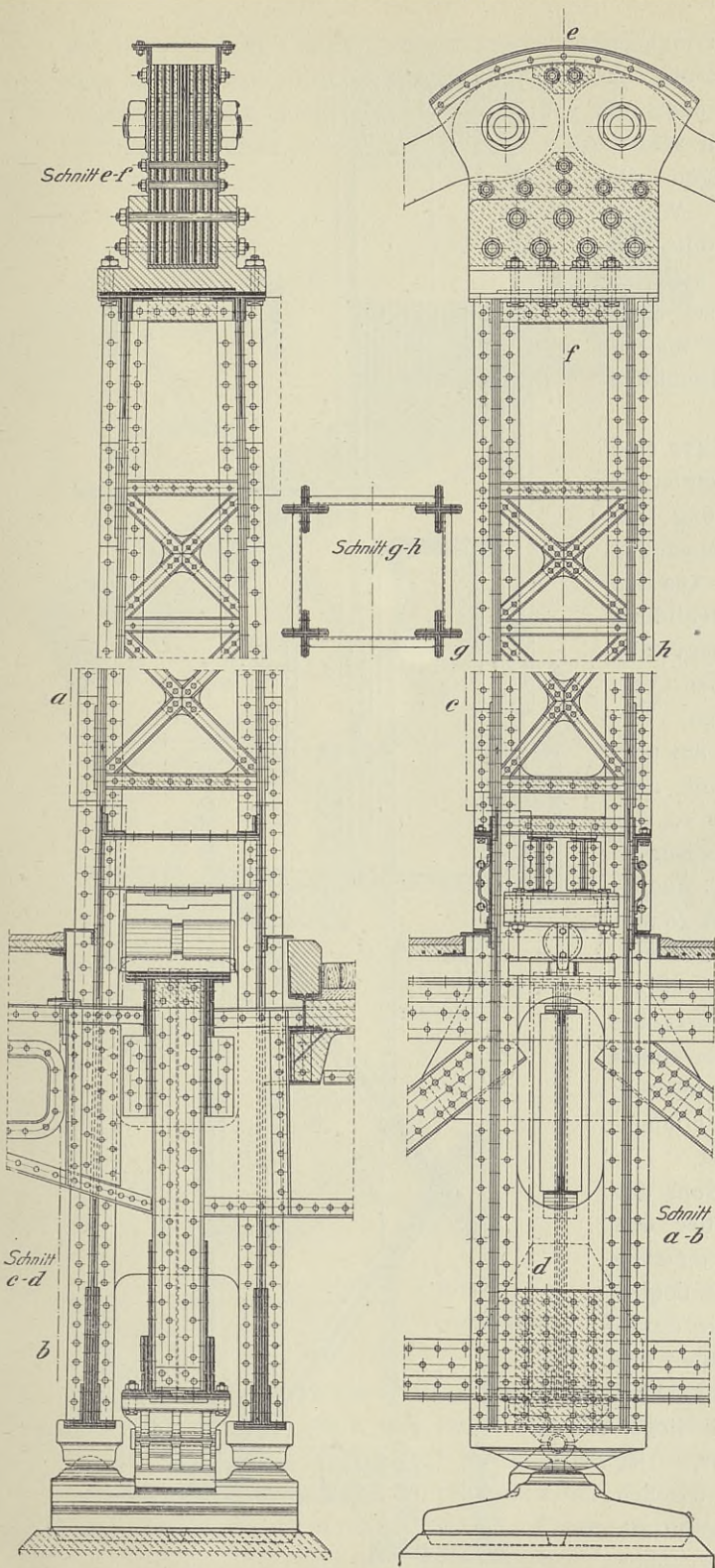


Abb. 474. Querschnitt.



ist für die Form dieser Scheiben die in der Abb. 44 auf S. 14 dargestellte Form einer Mutter. Das Knotenblech, durch das der Hängestab an dem Versteifungsträger angeschlossen ist, durchdringt den einwandigen Obergurt. Die bewegliche Lagerung der Kette auf den steinerne Pylonen ist in der Abb. 471 veranschaulicht. Der Gelenkbolzen, an dem die Augenstäbe angreifen, ruht auf einem Pendellager. Die Verankerung der Kette zeigt die Abb. 472. Die Augenstäbe greifen mittels eines Gelenkbolzens an einem ausgeschmiedeten Rundstab an, der auf einem Gußstahlbock verschraubt ist. Dieser Bock ruht auf zwei I-Eisen, die die Kettenkraft mittels kleiner Lagerplatten an das Widerlagsmauerwerk abgeben. Auf die Zugänglichkeit der Kette und der Verankerung im Widerlager muß wegen der Unterhaltung großer Wert gelegt werden. Für die Kette genügt eine Aussparung im Mauerwerk von 1 bis 1,2 m Höhe. Die Kammer für die Verankerung, die durch einen Einsteigschacht

Abb. 475. Pylonen.

von oben zugänglich zu machen ist, wird zweckmäßig 1,8 bis 2 m hoch gemacht. Man hat auch oft die Kanäle der Kette im Widerlager zum Schutz gegen die Witterungseinflüsse mit Wachs oder Asphaltbeton ausgefüllt. Jedoch ist dies Verfahren nicht zu empfehlen, da trotz dieser Maßnahmen doch zur Kette Wasser gelangen und diese allmählich zerstören kann.

In den Abb. 473 bis 475 sind Einzelheiten eines akademischen Entwurfes zur Darstellung gebracht, dessen Gesamtanordnung die Abb. 461 wiedergibt. Aus den Abb. 473 u. 474 ist die Ausbildung der Kettenstäbe, der Hängestäbe und die Aufhängung des Versteifungsträgers zu ersehen. Der rechte Kettenstab besteht aus acht gleichen Augenstäben mit dem nutzbaren Querschnitt $280 \cdot 20$, der linke Kettenstab aus sechs Augenstäben $280 \cdot 20$ und vier Augenstäben $280 \cdot 10$. An einem 40 mm starken Auge greift der aus vier Winkeln bestehende Hängestab an, der dort, wo der Obergurt eine Kopfplatte besitzt, diese in einem Schlitz durchdringt und gelenkig an dem Pfosten des Versteifungsträgers angeschlossen ist. Die Abb. 475 zeigt die Ausbildung der eisernen Pendelsäulen über den Mittelpfeilern. Die Kettenstäbe geben ihre Kräfte an die beiden Gelenkbolzen ab, welche durch die den Kopf der Säule bildenden Flacheisen fassen. Zwischen diesen Flacheisen liegen die einzelnen Augenstäbe. Der übrige Zwischenraum zwischen den Flacheisen ist ausgefüllt. Die Flacheisen werden oben

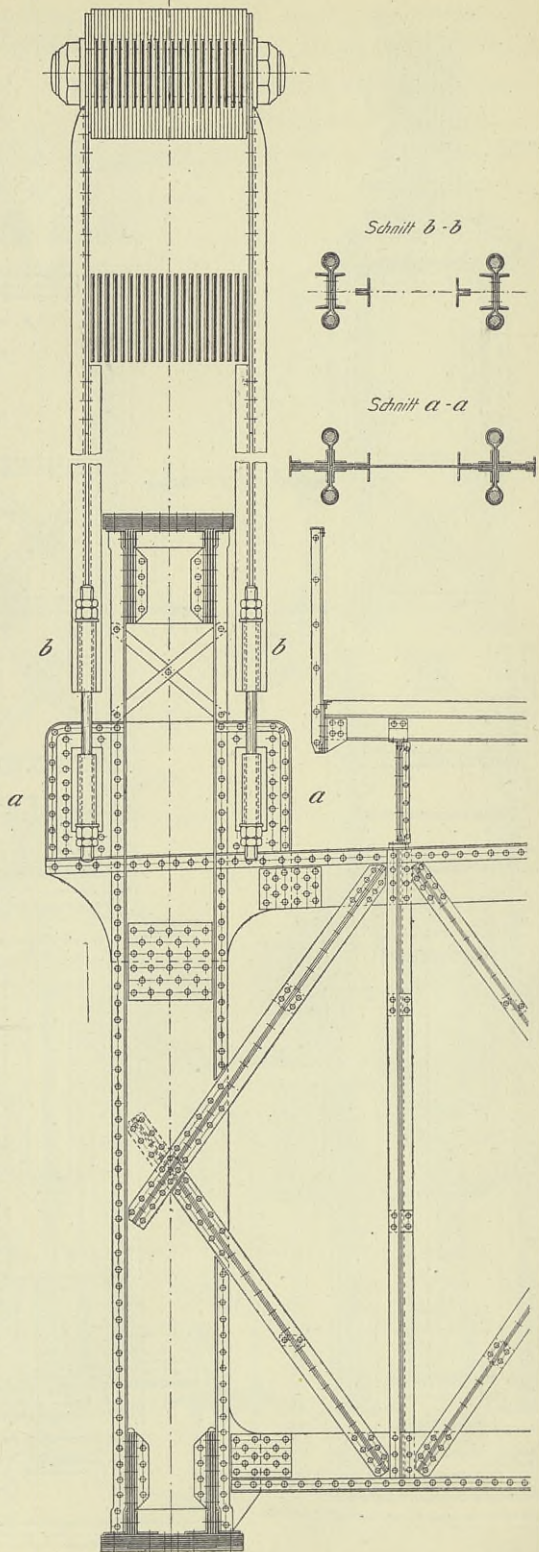


Abb. 476. Querschnitt.

durch Schrauben, unten durch ein Gußstahllager zusammengehalten, das mit dem oberen Teil der Säule verschraubt ist und durch ein mit der Säule vernietetes, in eine entsprechende Aussparung des Lagers hineingreifendes wage- rechtes Flacheisen in seiner Lage festgehalten wird. Die Säule selbst besteht

aus einem vierteiligen, aus Flach- und Winkel- eisen gebildeten Quer- schnitt, dem durch kräftige Vergitterung hinreichende Knick- sicherheit gegeben ist. Im unteren Teil sind die einzelnen Teile der Säule durch volle Bleche verbunden. Diese sind mit den nötigen Aus- schnitten für den Durch- tritt des Versteifungs- trägers und des Quer- trägers versehen. Jede

der beiden, der Brückenachse pa- rallel liegenden Säulenwandungen ruht auf einem be- sonderen Kugel- lager. Zwischen diesen Lagern be- findet sich das Lager des Verstei- fungsträgers, der als durchgehender Balken auch ne- gative Auflager-

kräfte erhält und demnach gegen Abheben gesichert sein muß, was durch ein sich über dem Verstei- fungsträger befindliches und gegen die Säule abgestütztes Rollenlager geschieht. Durch eine Keilvorrich- tung kann dafür Sorge getragen werden, daß die Rolle stets oben zur Anlage kommt.

In den Abb. 476 u. 477 sind einige Einzelheiten der Elisabethbrücke in Budapest wiedergegeben. An den beiden übereinander liegenden Ketten greifen die Hängestangen abwechselnd an. Die Hängestangen bestehen aus zwei Teilen, die die Ketten umfassen. Diese aus Flach- und \square -Eisen bestehenden Teile sind mittels nachstellbarer Rundeisen an Blechen angeschlossen, die die

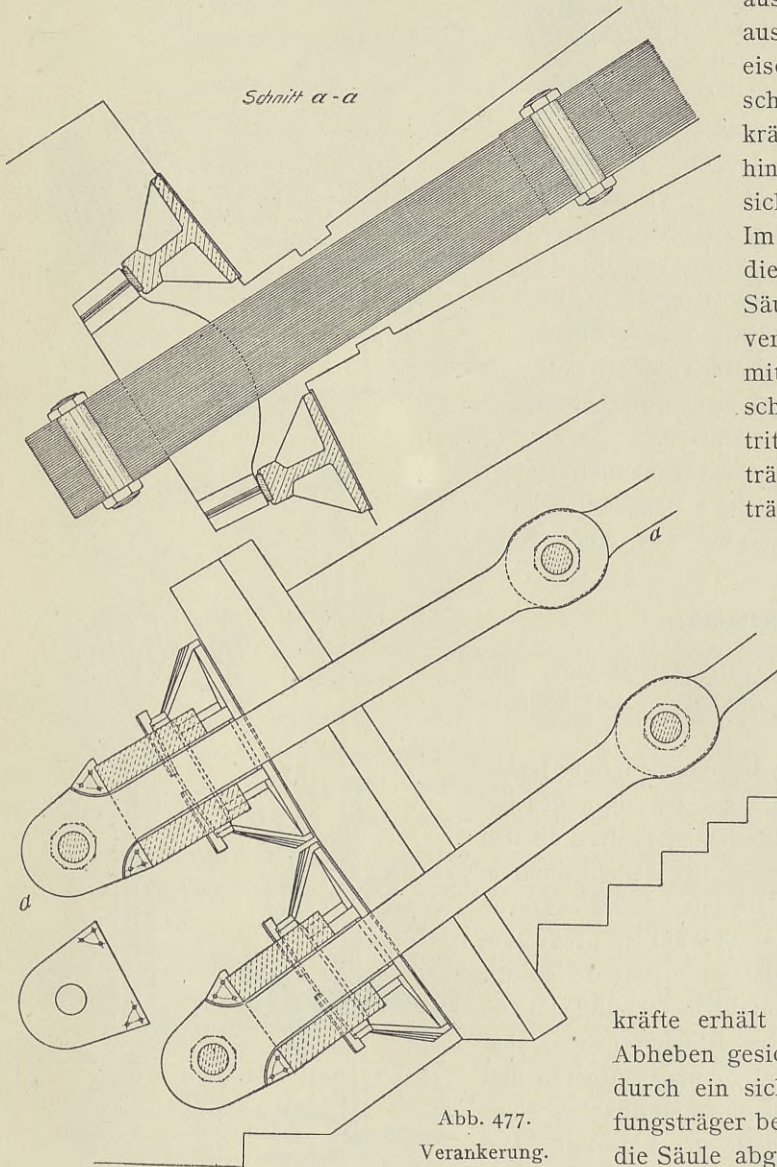


Abb. 477.
Verankerung.

Pfosten des Versteifungsträgers durchfassen. Die Einzelheiten der Aufhängung sind aus den Darstellungen deutlich zu ersehen. Die Nachstellbarkeit der Hängestangen ist bei allen größeren Hängebrücken sehr zu empfehlen, damit Montageungenauigkeiten nachträglich ausgeglichen werden können und alle Knotenpunkte der Kette ihre rechnermäßige Last bekommen. In der Abb. 477 ist die Verankerung dargestellt. Zwischen den Köpfen der einzelnen Augenstäbe befinden sich Bleche von der Form, die in der Mitte zwischen beiden Köpfen in der Abb. 477 angegeben ist. Durch Bolzen sind die Köpfe mit diesen Blechen verbunden, die sich auf zwei von Lagern getragene Stahlkörper stützen.

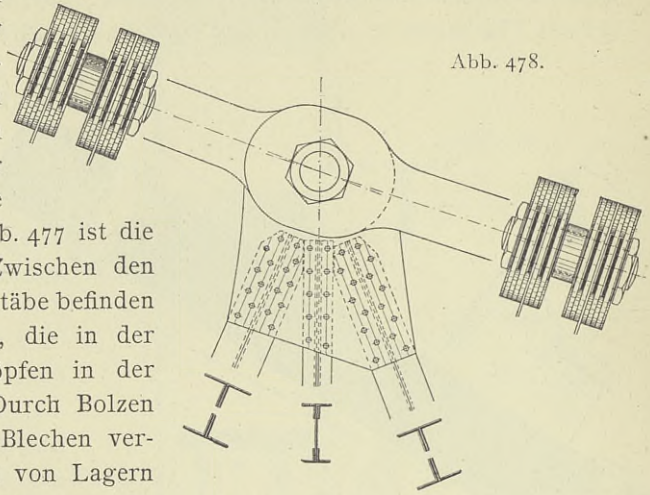
Die Abb. 478 veranschaulicht einen oberen Knotenpunkt eines hängenden Fachwerkes, dessen Obergurt aus einer Kette besteht.

b) Kabelbrücken.

Abb. 479 bis 481. Einzelheiten der Straßenbrücke über die Argen bei Langenargen.¹⁾

Das Seil ist ein siebenschenkliges Kabel von 132 mm Durchm., das bereits näher beschrieben ist. Um das Kabel greifen an den Aufhängepunkten zweiteilige Stahlschellen, die innen mit Blei ausgelegt sind. Durch kräftiges Anziehen der Schrauben preßt sich das Kabel in das Blei ein und wird so mit den Schellen unverschieblich verbunden. Die oben ausgeschmiedeten Rundeisenstäbe sind gelenkig an den Schellen angeschlossen und unten mittels Schrauben verstellbar an einer Auskrägung des Querträgers befestigt. Die Kabel liegen in der Mitte der Brücke tiefer als die Obergurte des Versteifungsträgers. Sie sind gegen die Senkrechte geneigt, eine Anordnung, die oft gewählt wird, um die Quersteifigkeit der Brücke zu erhöhen. Die Neigung der Kabel gegen die Senkrechte schwankt bei verschiedenen Ausführungen zwischen $\frac{1}{20}$ und $\frac{1}{6}$. Bei Brücken, deren Breite mindestens $\frac{1}{20}$ der Stützweite ist, gibt ein richtig ange-

Abb. 478.



Querschnitt.

Ansicht.

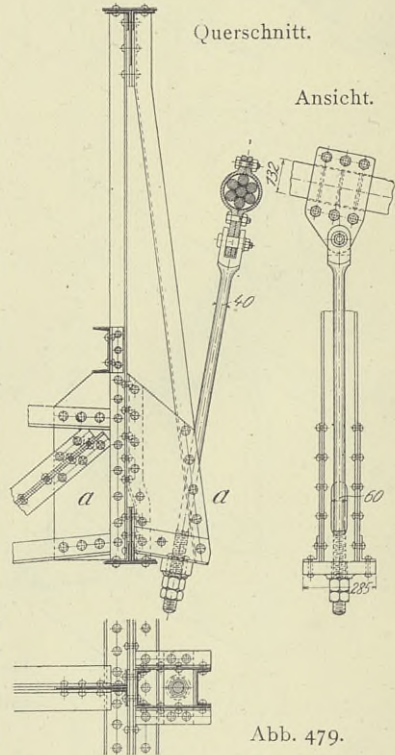


Abb. 479.

¹⁾ Entwurf und Ausführung der Maschinenfabrik Eßlingen.

ordneter Windverband in der Ebene der Fahrbahn genügend Seitensteifigkeit und macht die Neigung der Kabel unnötig. Die Lagerung der Kabel auf den

steinernen Pylonen ist aus der Abb. 480 zu ersehen. Die Kabel sind mit einem Halbmesser von 1250 mm über rippenförmige, auf Rollen ruhende Lagerkörper geführt. Die Verankerung ist in der Abb. 481 dargestellt. Sie ist die für fertige Seile allgemein übliche. In die kegelförmig oder absatzweise sich erweiternde Höhlung eines aus bestem Schmiedestahl gefertigten sogenannten Seilkopfes wird das Kabelende hineingeführt und bürstenartig geöffnet.

Abb. 480. Lager auf den Pylonen.

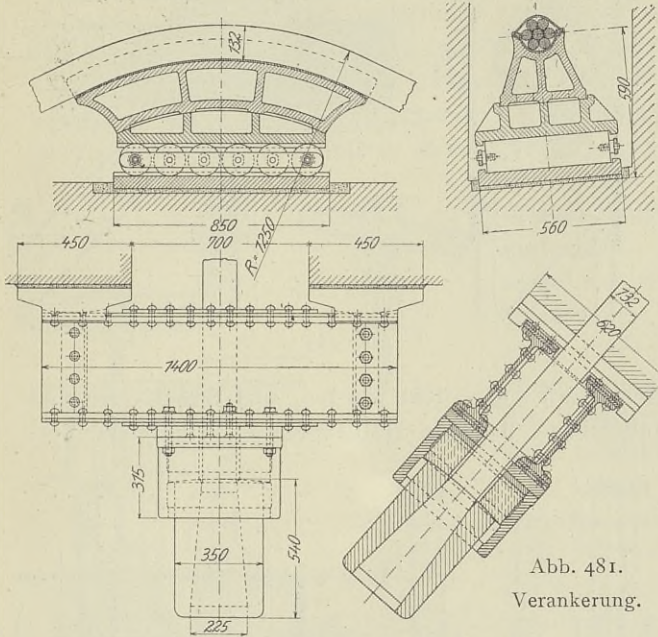


Abb. 481.
Verankerung.

Die einzelnen Drähte werden blank gemacht, in Salzsäure getaucht und verzinkt. Darauf wird der Kopf mit einer Legierung aus Blei, Zinn und Antimon ausgegossen. Die hierdurch erzielte Verbindung des Seiles mit dem Kopf ist so fest, daß, wie Versuche gezeigt haben, das Seil eher reißt, als die Verankerung nachgibt. Der an der Auflagerstelle kugelförmig gestaltete Seilkopf setzt sich auf einen Stahlkörper. Zwischen diesem und der die beiden I-Eisen verbindenden Platte können zur Regulierung der Lage des Seilkopfes zweiteilige Stahlstücke eingeschoben werden. Diese und der Lagerkörper werden durch ein überstülptes und mit den I-Eisen verschraubtes Gußstück in richtiger Lage erhalten.

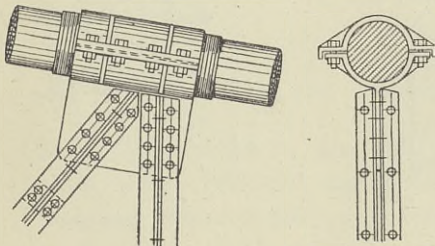


Abb. 482.

mit Drahtumwicklungen versehen. Mit dem unteren Teil der Schelle ist ein Knotenblech verbunden, an dem die Füllungsstäbe angeschlossen werden.

Abb. 483 veranschaulicht die Anordnung¹⁾ eines oberen Knotenpunktes der in der Abb. 464 dargestellten, von der Gesellschaft Harkort seinerzeit für

¹⁾ D. R.-P. Nr. 108 936.

die Stadt Köln entworfenen Hängebrücke. Das Kabel ist aus 19 parallel geführten, patentverschlossenen Seilen von 97 mm Durchm. zusammengesetzt, deren Zwischenräume durch gemennigten Faserstoff ausgefüllt und die mit 5 mm-Draht gebündelt sind. An den Knotenpunkten umfaßt eine zweiteilige Stahlschelle *a* das gebündelte Kabel *K*. Jede Schellenhälfte *a* hat seitlich einen Zapfensansatz *b*, auf den die Anschlußbleche *c* aufgeschoben und mit Gewindemuttern angedrückt werden, und ferner oben und unten symmetrisch zur Kabelebene liegende Halbzapfen *d*. Die feste Verbindung der Schelle mit dem Kabel wird folgendermaßen hergestellt. Zunächst wird der durch zwei Asbestscheiben oben und unten geteilte Hohlraum *h* zwischen Schelle und Kabel seitlich durch die Metallringe *g* geschlossen und in den Hohlraum durch die Öffnung des oberen Zapfens *d* eine Metalllegierung eingegossen. Alsdann werden um die oberen und unteren Zapfen *d* warme Ringe *i* aufgelegt, die beim Erkalten zusammenschrumpfen und unter Zusammendrücken der Asbestscheiben die Metalllegierung fest gegen das Kabel pressen. Das Kopfblech *e* bildet mit den Winkeleisen *f* neben dem Kabel eine besondere Gurtung des Verstärkungsträgers, durch die es möglich wird, den Querschnitt der gesamten Gurtung den auftretenden Kräften anzupassen. Besondere Vorteile der geschilderten

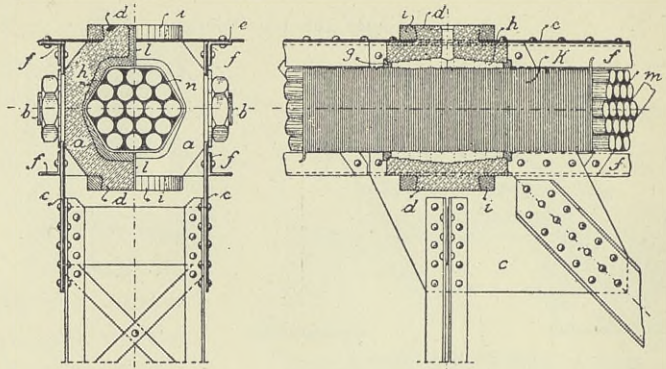


Abb. 483.

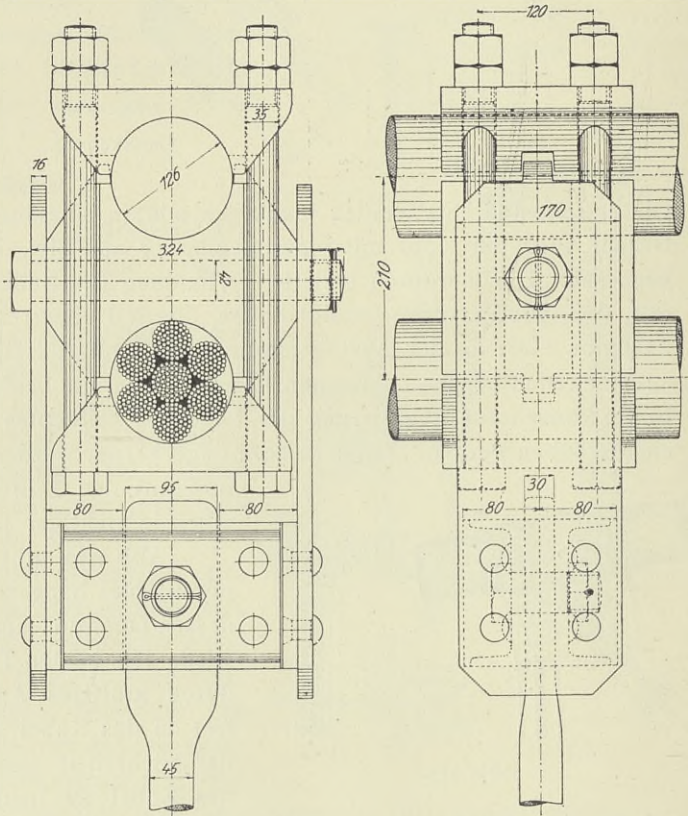


Abb. 484.

die Stadt Köln entworfenen Hängebrücke. Das Kabel ist aus 19 parallel geführten, patentverschlossenen Seilen von 97 mm Durchm. zusammengesetzt, deren Zwischenräume durch gemennigten Faserstoff ausgefüllt und die mit 5 mm-Draht gebündelt sind. An den Knotenpunkten umfaßt eine zweiteilige Stahlschelle *a* das gebündelte Kabel *K*. Jede Schellenhälfte *a* hat seitlich einen Zapfensansatz *b*, auf den die Anschlußbleche *c* aufgeschoben und mit Gewindemuttern angedrückt werden, und ferner oben und unten symmetrisch zur Kabelebene liegende Halbzapfen *d*. Die feste Verbindung der Schelle mit dem Kabel wird folgendermaßen hergestellt. Zunächst wird der durch zwei Asbestscheiben oben und unten geteilte Hohlraum *h* zwischen Schelle und Kabel seitlich durch die Metallringe *g* geschlossen und in den Hohlraum durch die Öffnung des oberen Zapfens *d* eine Metalllegierung eingegossen. Alsdann werden um die oberen und unteren Zapfen *d* warme Ringe *i* aufgelegt, die beim Erkalten zusammenschrumpfen und unter Zusammendrücken der Asbestscheiben die Metalllegierung fest gegen das Kabel pressen. Das Kopfblech *e* bildet mit den Winkeleisen *f* neben dem Kabel eine besondere Gurtung des Verstärkungsträgers, durch die es möglich wird, den Querschnitt der gesamten Gurtung den auftretenden Kräften anzupassen. Besondere Vorteile der geschilderten

Anordnung sind darin zu sehen, daß Kabel und Aufhängung außerordentlich fest miteinander verbunden werden, daß die einzelnen Seile des Kabels leicht verlegt werden können und daß schließlich die gleichmäßige Beanspruchung aller Seile durch die Art der Zusammenfassung gewährleistet ist.

Abb. 484 bringt eine neuerdings von der Brückenbauanstalt Gustavsborg angegebene Aufhängevorrichtung an zwei übereinander liegende siebenschenkliche Kabel von 126 mm Durchm. zur Darstellung. Die beiden Kabel werden mittels Schrauben durch zwei Stahlkörper fest gegen einen Zwischenkörper gepreßt. Durch diesen greift ein Bolzen, an dem beiderseits je ein Flacheisen angehängt

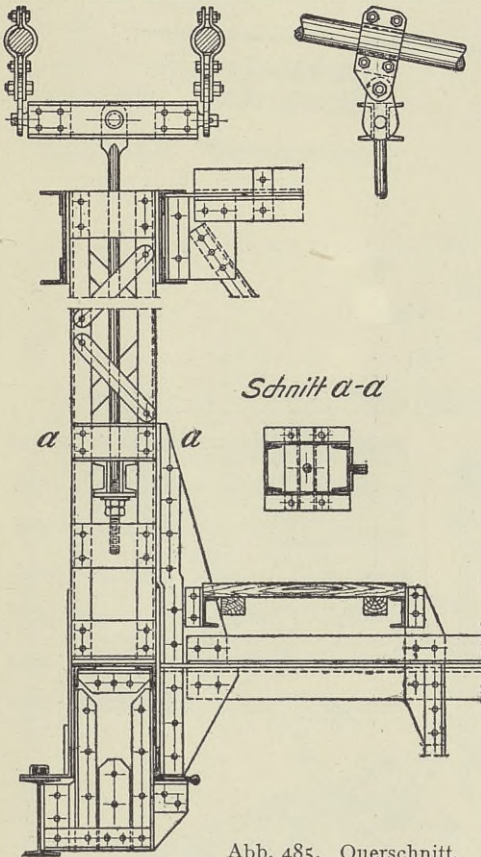


Abb. 485. Querschnitt.

ist. Unten sind die Flacheisen durch Winkel- und \square -Eisen miteinander verbunden. Die \square -Eisen fassen zwischen sich die gelenkig angeschlossene Hängestange. Bei gleichem Durchhang der beiden Kabel wird bei dieser Anordnung wohl mit Sicherheit die gleiche Inanspruchnahme beider Seile bewirkt.

Liegen beide Kabel nicht übereinander, sondern nebeneinander, so läßt sich die gleiche Inanspruchnahme beider Seile auch bei nicht völliger Übereinstimmung des Durchhanges leicht durch eine Anordnung erreichen, die die Gutehoffnungshütte jüngst bei der Schwebefähre in Kiel angewendet hat (Abb. 485). Zwei miteinander verbundene \square -Eisen sind drehbar in 2 Augen gelagert, die an den zweiteiligen, die Kabel umfassenden Schellen hängen. Die Hängestange ist an den \square -Eisen gelenkig angeschlossen und unten verstellbar mit dem Pfosten des Versteifungsträgers in der dargestellten Weise verbunden. Auf dem Kopf der eisernen Pendelpylonen sind die Seile in

Seilköpfen verankert, die sich auf einen rippenförmigen Lagerkörper stützen (Abb. 486). Während nur 2 Hängeseile vorhanden sind, sind der steileren Steigung entsprechend 3 Rückhaltseile angeordnet. Die Ausbildung der Seilköpfe ermöglicht es, mit Druckwasserpressen die Seile samt den Seilköpfen anzuziehen und so den Durchhang durch Unterklotzungen der Seilköpfe zu regulieren. Die Hängeseile sind einschenkliche patentverschlossene Seile von 85 mm Durchmesser, die Rückhaltseile solche von 80 mm Durchmesser.

Unter Umständen, so z. B. bei Brücken in entlegenen Gegenden, kann es erwünscht sein, mehrere schwache Kabel vorzusehen, die sich leicht verlegen lassen. Eine solche Anordnung zeigt die Hängebrücke über den Rio Paranyba

(Abb. 487).¹⁾ An den 7 nebeneinander liegenden Kabeln von 36 mm Durchmesser sind in der dargestellten Weise 2 Winkeleisen befestigt. An diesen Winkel-

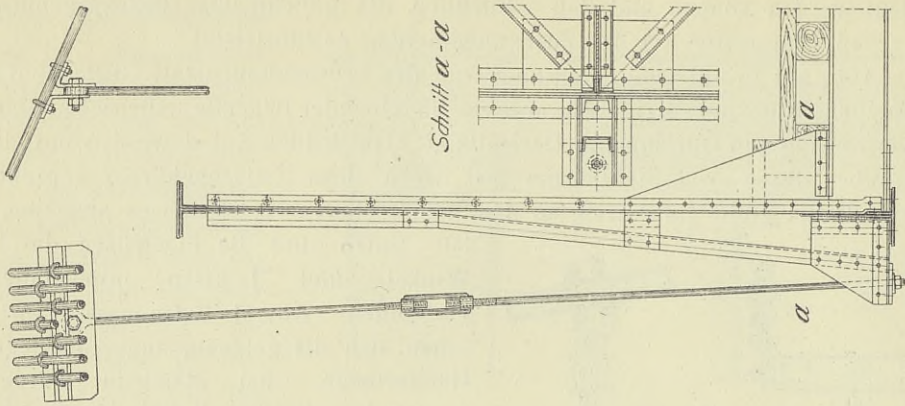


Abb. 487. Querschnitt.

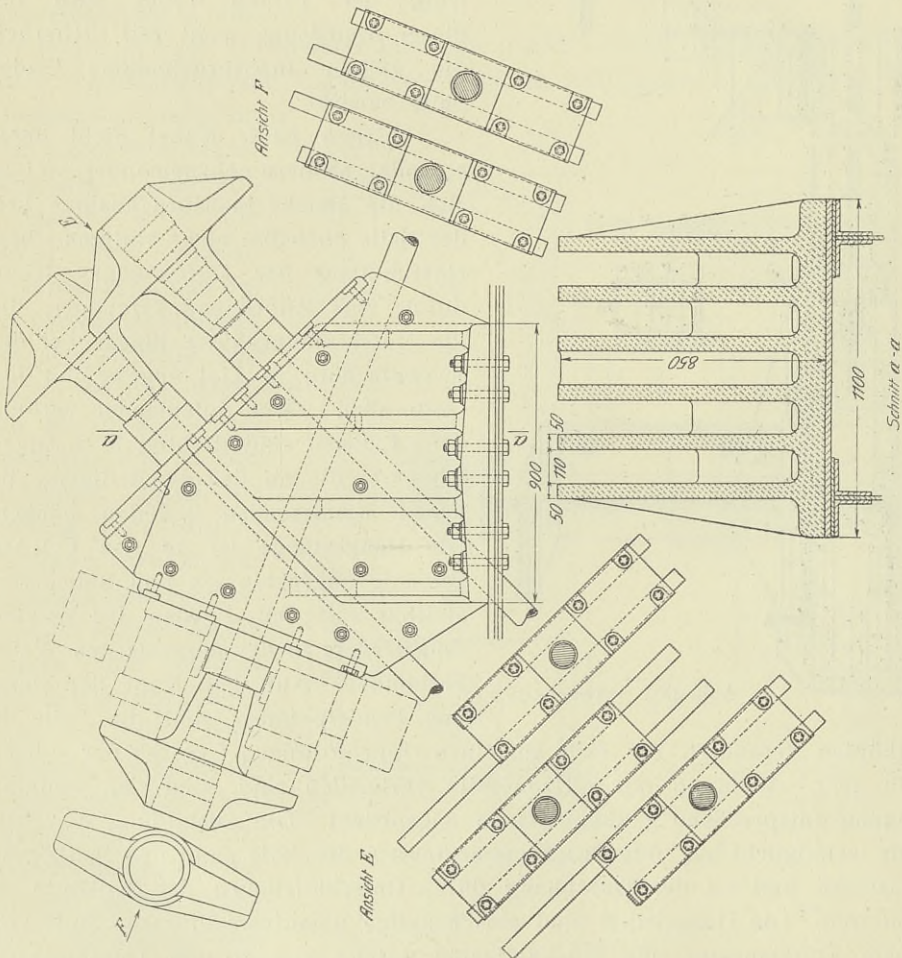


Abb. 486. Verankerung auf den Pylonen.

eisen greift die Rundeisenhängestange an. Durch ein Spannschloß kann die Länge der Hängestange reguliert werden. Die Lagerung der Seile auf den

¹⁾ Entwurf und Ausführung der Firma Louis Eilers in Hannover.

steinernen Pylonen ist in Abb. 488 und die Verankerung in Abb. 489 veranschaulicht. Die einzelnen Seile sind in kleinen Seilköpfen befestigt, die mittels verstellbarer Rundeisenstäbe an einem I-Eisen verankert sind.

Die eben geschilderte Art der Kraftübertragung auf die Seile macht die gleichmäßige Inanspruchnahme der Seile zweifelhaft. Besser ist die von der Brückenbauanstalt Gustavsburg erfundene und dieser patentierte Aufhängung

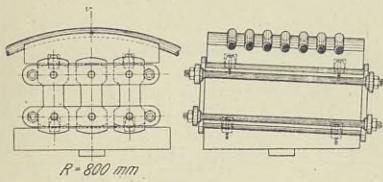


Abb. 488. Lager auf den Pylonen.

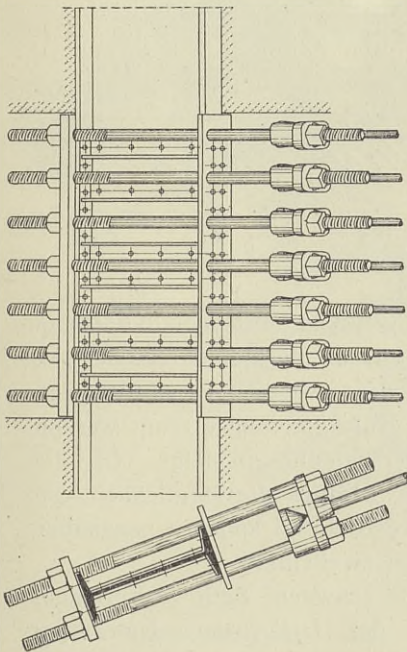
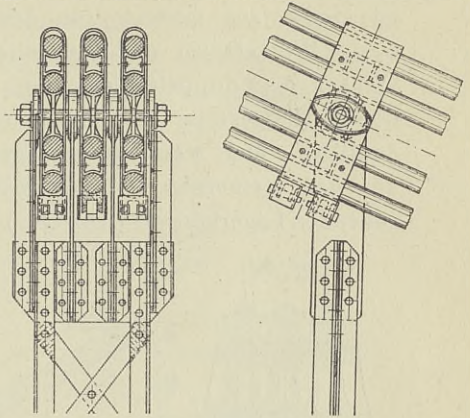


Abb. 489. Verankerung.

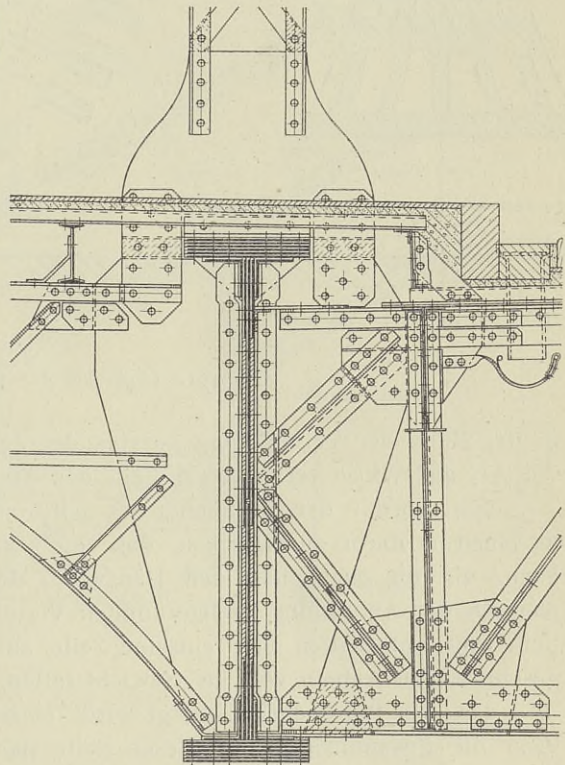


Abb. 490. Querschnitt.

an dem aus einzelnen getrennten Seilen bestehenden Kabel (Abb. 490). Die dargestellten Einzelheiten entstammen einem Entwurf der genannten Brückenbauanstalt für die Nordbrücke über die Stromelbe in Magdeburg. Die Seile sind in Reihen nebeneinander und untereinander angeordnet. Die Seile jeder senkrechten Reihe werden durch Zwischenstücke und eine Flacheisenbandage zu einem einheitlichen Ganzen zusammengeschlossen. Die Flacheisenbandage

hat unten innere Ansätze. Zwischen diese und den untersten Schuh werden Keile getrieben. Durch eine Ummantelung werden hier die Flacheisen am Ausweichen gehindert. Durch die Durchbohrungen der mittelsten Zwischenstücke ist ein Bolzen gesteckt, an dem 4 Flacheisen angreifen. Diese sind unten durch Winkeleisen und Flacheisen miteinander verbunden. Hier greifen die Winkel der doppelteiligen und vergitterten Hängestäbe an. Die Befestigung dieser Hängestäbe an dem Querträger und der Konsole zeigt die Abb. 490 deutlich. Der Versteifungsträger ist vollwandig. Die Lagerung der Seile auf den steinernen Pylonen erfolgt mittels eines mehrteiligen, auf Stelzen ruhenden Lagerkörpers (Abb. 491). Zum Zweck der Verankerung werden die Seile

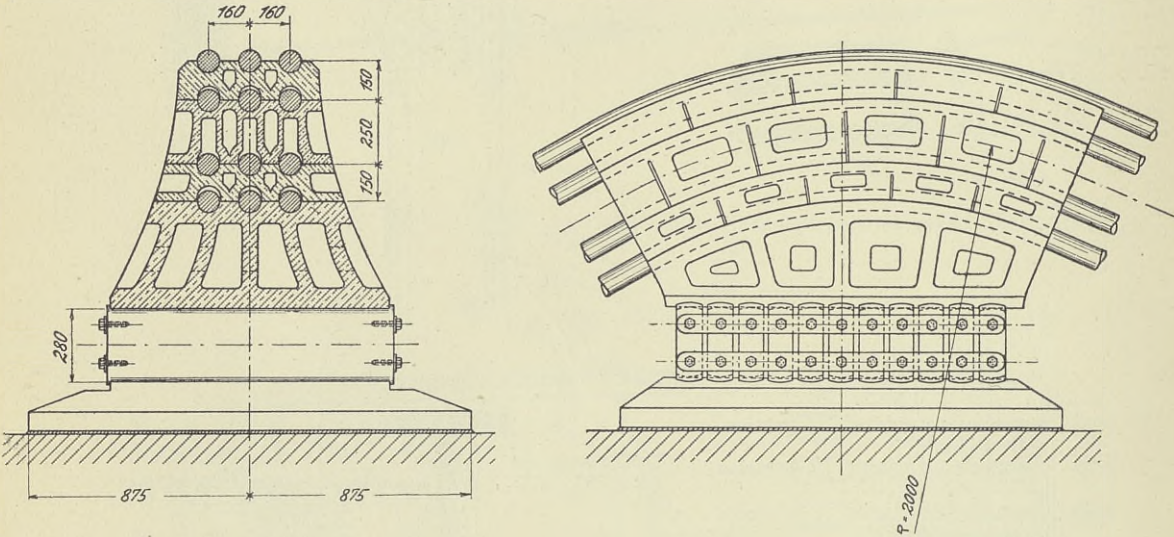


Abb. 491. Lager auf den Pylonen.

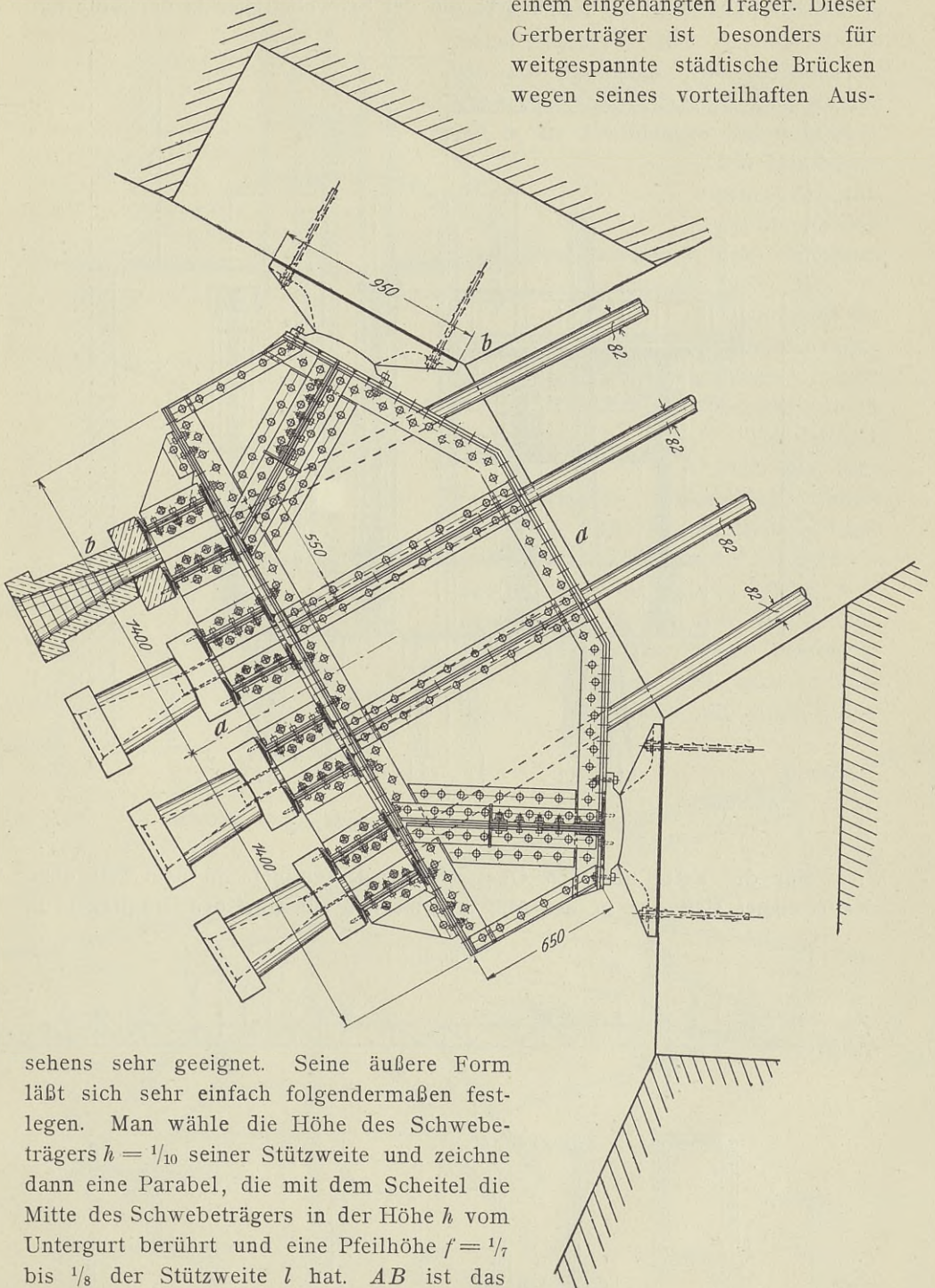
in der Nähe der Verankerung auseinander gezogen und mittels Seilköpfen in der Art und Weise verankert, die aus den Abb. 492 u. 493 klar zu ersehen ist.

Ein Vorteil der Trennung der Seile und der geschilderten Aufhängung an ihnen ist darin zu erblicken, daß eine sehr große Reibung erzeugt werden kann, die die Seile und den Hängestab unverschieblich festlegt. Ob die anderen der Anordnung nachgerühmten Vorteile, nämlich die Möglichkeit, die Seile gut unterhalten und einzelne Seile auswechseln zu können, gegenüber geschlossenen Kabeln voll ins Gewicht fallen, ist zweifelhaft.

Da, wo Wert darauf gelegt wird, einzelne schwache Seile zu verlegen, kann die Zusammenfassung dieser Seile nach der Harkortschen Anordnung (Abb. 483) auch sehr empfohlen werden. Es ist nicht zu verkennen, daß bei dieser die Seile sicher gleichmäßiger beansprucht werden als bei der Trennung der Seile.

Zum Schluß sollen noch diejenigen Hängebrücken betrachtet werden, deren Ketten in der Regel steif nach der Art der Obergurte der Balkenbrücken ausgebildet werden. Es sind dies Brücken, bei denen der Kettenschub von dem Versteifungsträger aufgenommen wird und bei dem die Ketten sich in der Regel nur über einen Teil der Brücke erstrecken.

Abb. 494 zeigt eine Auslegerbrücke mit zwei Kragträgern, die infolge Einschaltung einer Kette *K* innerlich einfach statisch unbestimmt sind, und mit einem eingehängten Träger. Dieser Gerberträger ist besonders für weitgespannte städtische Brücken wegen seines vorteilhaften Aus-



sehens sehr geeignet. Seine äußere Form läßt sich sehr einfach folgendermaßen festlegen. Man wähle die Höhe des Schwebeträgers $h = \frac{1}{10}$ seiner Stützweite und zeichne dann eine Parabel, die mit dem Scheitel die Mitte des Schwebeträgers in der Höhe h vom Untergurt berührt und eine Pfeilhöhe $f = \frac{1}{7}$ bis $\frac{1}{8}$ der Stützweite l hat. *AB* ist das Spiegelbild der Hälfte dieser Parabel. Als-

Abb. 492.

dann lege man durch den Gelenkpunkt C und sein Spiegelbild C' eine weitere Parabel, deren Pfeilhöhe dadurch festgelegt wird, daß sie über der Mittelstütze dieselbe Höhe h abschneidet, die der Schwebeträger in der Mitte hat.

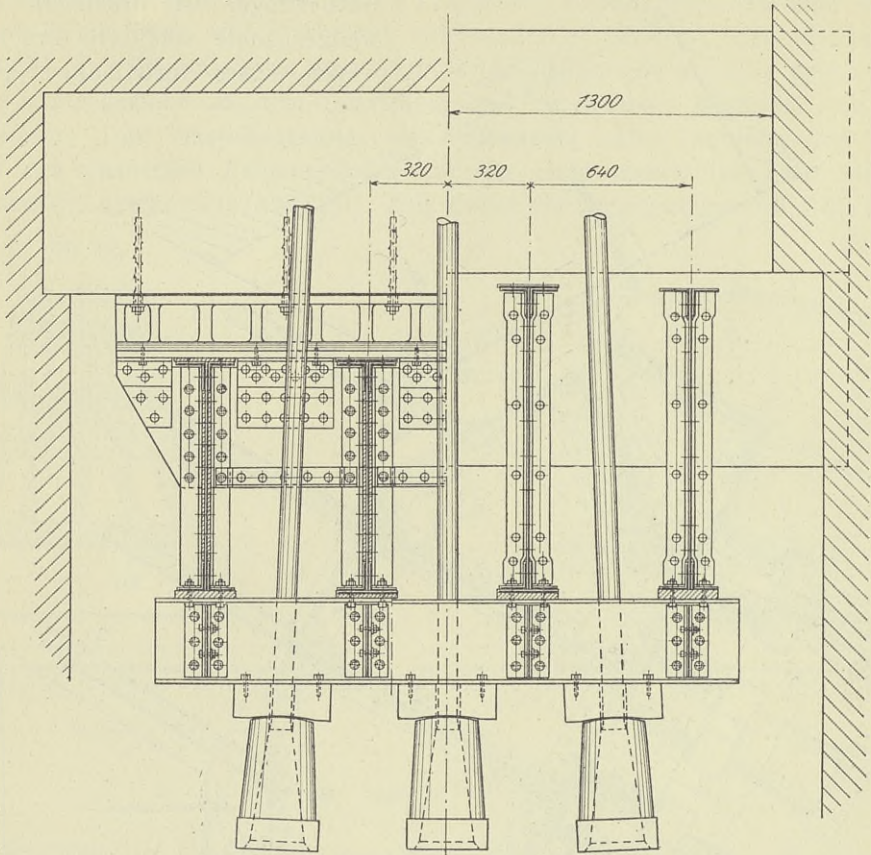


Abb. 493.

Schnitt b-b

Schnitt a-a

Für die Kette und den Obergurt des Kragträgers in dem Teil ohne Kette eignet sich der in der Abb. 495, für den Obergurt des Kragträgers in

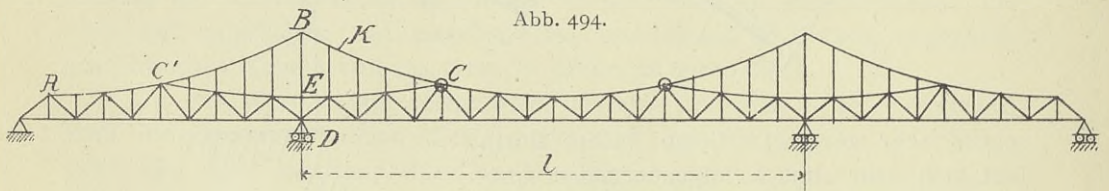


Abb. 494.

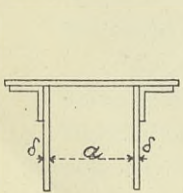


Abb. 495.

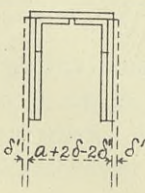


Abb. 496.

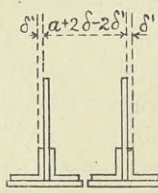


Abb. 497.

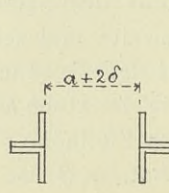


Abb. 498.

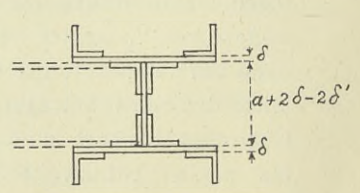


Abb. 499.

dem Teil mit Kette der in Abb. 496 und für den Untergurt der in Abb. 497 dargestellte Querschnitt. Für die Hängestangen wird der Querschnitt in Abb. 498 und für den Pfosten über dem Auflagerpunkt *D* der Querschnitt in Abb. 499 empfohlen. Die Abstände der Wandungen der einzelnen Querschnitte sind in die Abbildungen eingeschrieben.

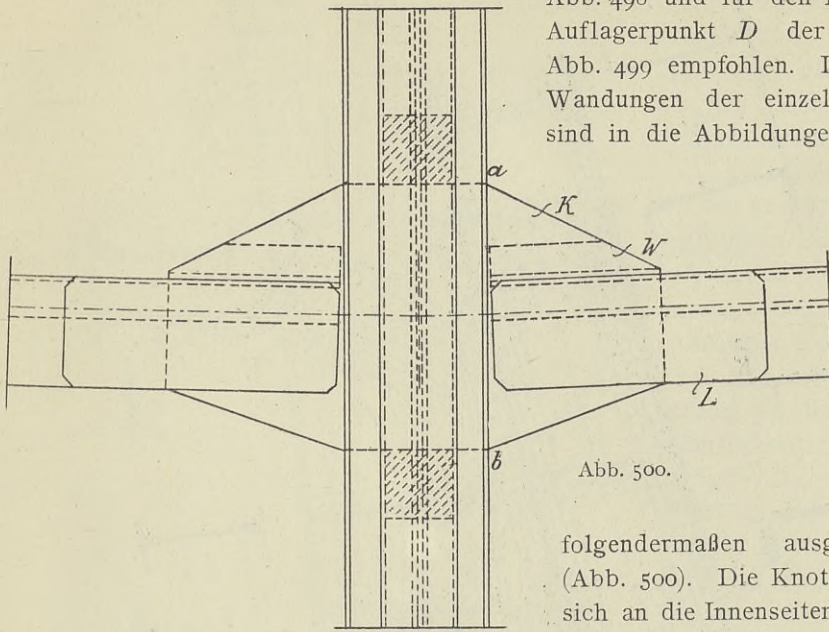


Abb. 500.

Die Darstellungen in den Abb. 454 bis 457 können sinngemäß auch für die Ausbildung der Knotenpunkte dieses Trägers benutzt werden.

Der Punkt *E* (Abb. 494) kann folgendermaßen ausgebildet werden (Abb. 500). Die Knotenbleche *K* legen sich an die Innenseiten der Seitenbleche des Pfostens, die inneren Winkel werden mit Keilfutter über sie geführt. Die Obergurtstäbe hören beiderseits auf und müssen voll angeschlossen werden. Sie stoßen mit ihren Seiten-

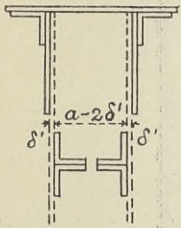


Abb. 501.

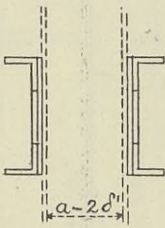


Abb. 502.



Abb. 503.

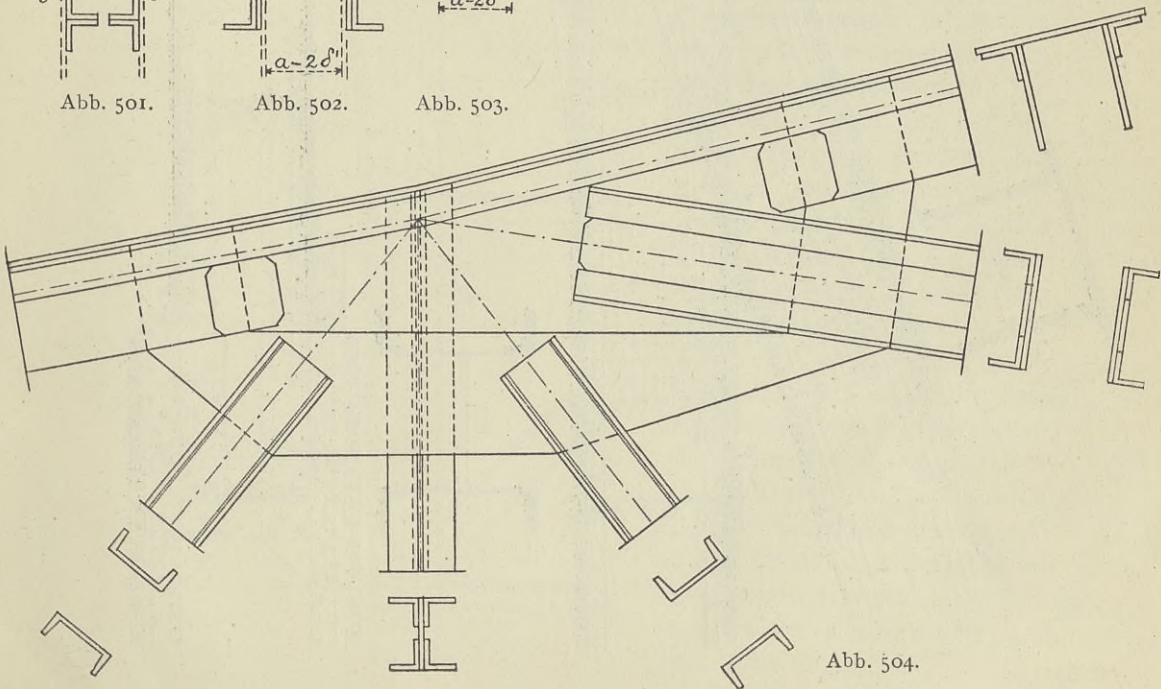


Abb. 504.

blechen gegen die Knotenbleche; die hier entstehenden Stöße werden durch die Laschen *L* gedeckt. Die Kopfplatten werden durch besondere innere

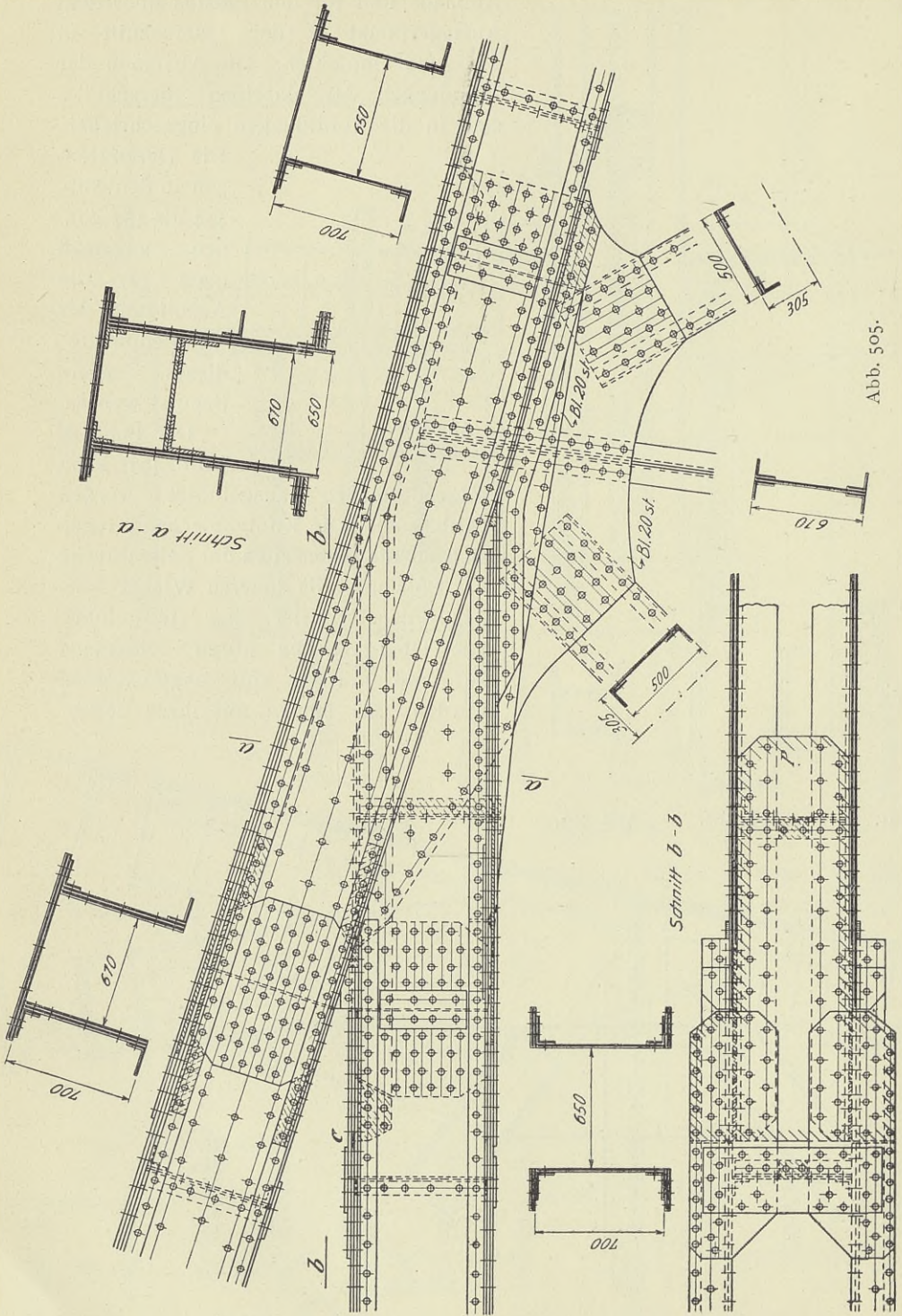
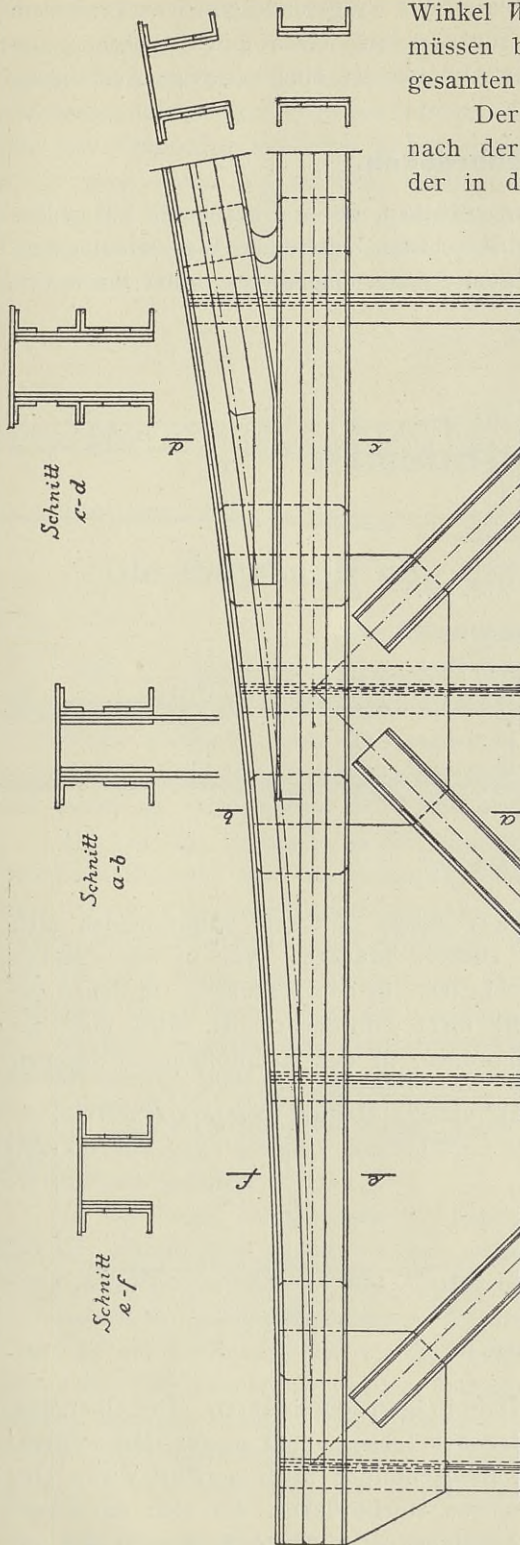


Abb. 505.



Winkel W angeschlossen. Im Schnitt $a-b$ müssen beide Knotenbleche zusammen den gesamten Gurtquerschnitt besitzen.

Der Knotenpunkt C' (Abb. 494) kann nach der in Abb. 457, die Spitze B nach der in der Abb. 363 veranschaulichten Anordnung gestaltet werden.

Die Hängestangen fallen bei der gewählten Querschnittsbildung etwas breit aus und befriedigen vielleicht die Forderung eines guten, leichten Aussehens nicht so wie schmalere, die in die Ketten hinein geführt werden. Für die Querschnitte eignen sich dann die in den Abb. 501 bis 503 dargestellten Formen: Abb. 501 für die Kette und den Obergurt des Kragträgers in dem Teil ohne Kette, Abb. 502 für den Obergurt des Kragträgers in dem Teil mit Kette und für den Untergurt und Abb. 503 für die Hängestangen.

Abb. 506.

Der Punkt C' kann bei kleineren Brücken in der in Abb. 504 veranschaulichten Weise ausgebildet werden. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung klar zu ersehen. Bei Brücken mit größeren Gurtkräften führt man zweckmäßig den Obergurt in die Kette hinein (Abb. 505). Links vom Knotenpunkt liegt ein sich über alle Teile erstreckender Montagestoß. Hier enden die oberen Winkel und Kopfplatten des linken Obergurtstabes. Ihre Kräfte werden durch innere Winkel und die Platte P , deren Größe und Form durch Schraffierung gekennzeichnet ist, an die Knotenbleche und die Kette abgegeben.

Häufig wird auch die Kette bis an das Trägerende geführt. In diesem Falle müssen Kette und Obergurt zur Erzielung eines guten Aussehens ineinander geschaltet werden. In der Abb. 506 ist eine derartige Ausführung dargestellt.

F. Hochbrücken.

Unter Hochbrücken versteht man Brücken, deren Überbauten bei großer Stützweite so hoch über einen von Seeschiffen befahrenen Wasserlauf gelegt werden müssen, daß auch die größten Schiffe ungehindert unter ihnen verkehren können.

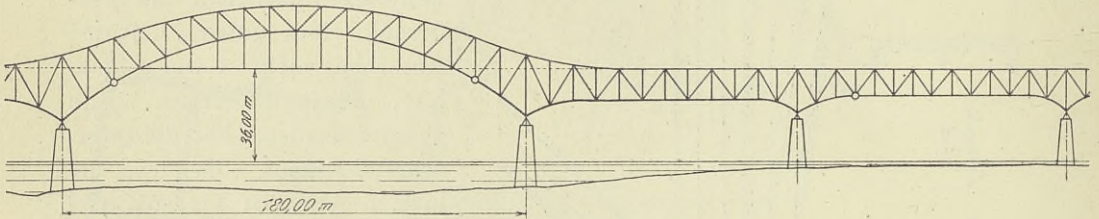


Abb. 507.

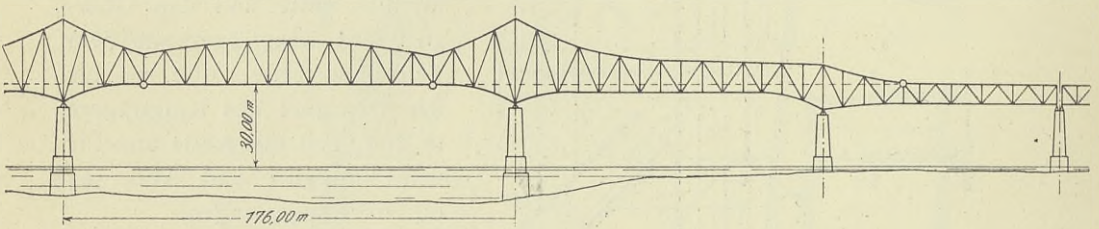


Abb. 508.

Die Einzelheiten der Hauptträger dieser Brücken unterscheiden sich selbstverständlich nicht von denen anderer Brücken. Nur in der äußeren Form zeigen sich einige Eigentümlichkeiten. In den Öffnungen, in denen die große Durchfahrtshöhe für Seeschiffe nicht erforderlich ist, wird man die Fahrbahn über den Hauptträgern anordnen, in den Hauptöffnungen dagegen

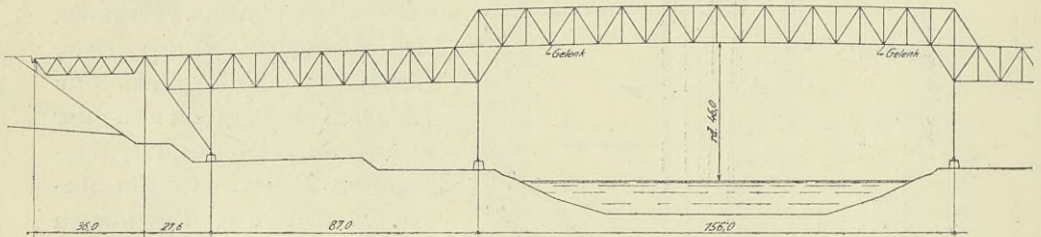


Abb. 509.

die Fahrbahn in tiefer Lage zu den Hauptträgern durchführen. Der Übergang von den tiefliegenden zu den hochliegenden Trägern muß so gestaltet werden, daß der Zusammenhang des ganzen Brückenbildes nicht zerstört wird. Die Abb. 507 u. 508 zeigen zwei Formen von Hochbrücken, die sich zur Überbrückung von breiteren Meeresarmen eignen. In der Abb. 509 ist die im

Bau begriffene neue Hochbrücke über den Kaiser-Wilhelm-Kanal bei Holtenuau¹⁾ veranschaulicht. Jedes der beiden Ufer ist von einem Kragträger überbrückt, der auf der Landseite einen kleinen Fachwerkträger und auf der anderen Seite den großen Schwebeträger der Mittelöffnung stützt. Am Kanal ruht der Kragträger auf einer hohen eisernen Pendelsäule, an der Landseite ist er nach unten bis zu dem tiefliegenden festen Auflager fachwerkartig verlängert. Hier werden die Längskräfte der Brücke aufgenommen. Wie Vergleichsrechnungen gezeigt haben, ist diese Brückenform anderen Brückenformen mit hohen steinernen Pfeilern wirtschaftlich weit überlegen.

Abschnitt IX.

Die Fahrbahn und die Fahrbahnträger.

A. Allgemeines.

Nach den Betrachtungen im Abschnitt I soll zwischen der eigentlichen Fahrbahn und den Fahrbahnträgern unterschieden werden. Unter der Fahrbahn ist hiernach ganz allgemein die Gesamtheit der Bauteile zu verstehen, die in geeigneter Weise den Verkehrslasten eine unmittelbare Unterstützung bieten und weiter die Übertragung der Lasten auf die Fahrbahnträger vermitteln.

Die Lage der Fahrbahn zu den Hauptträgern hängt von der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und der Stützweite der Hauptträger ab. Unter der Bauhöhe ist bei Eisenbahnbrücken der Abstand der Schienenoberkante von der Unterkante des Überbaues und bei Straßenbrücken der Höhenunterschied zwischen dem höchsten Punkt der Fahrbahn und dem tiefsten Punkt des Überbaues zu verstehen. Es ist anzustreben, die Fahrbahn über den Hauptträgern anzuordnen, weil hierbei der Abstand der Hauptträger kleiner als bei tiefliegender Fahrbahn gewählt werden kann und infolgedessen die Stützweite und damit das Gewicht der Querträger geringer ausfällt. Unter Umständen kann sogar das Fahrbahnträgergerippe ganz gespart werden und die Fahrbahn unmittelbar auf den Hauptträgern gelagert werden.

In der Regel kann jedoch die Fahrbahn nur bei kleineren Stützweiten über die Hauptträger gelegt werden, weil die Bauhöhe meist durch örtliche Verhältnisse beschränkt ist. Bei Überführungen von Eisenbahnen über Straßen oder schiffbare Flußläufe bedingen die Durchfahrtshöhen für die Fahrzeuge einerseits und die Rücksichten auf die Kosten und auf die zulässigen Steigungen andererseits eine Beschränkung der Bauhöhe, ebenso bei Überführungen von Straßen über Eisenbahnen und schiffbare Wasserläufe. Man wird also in den meisten Fällen gezwungen sein, die Hauptträger über der Fahrbahn anzuordnen. Handelt es sich hierbei um die Überführung eines Eisenbahngleises, so sieht

¹⁾ Entwurf des Regierungsbaumeisters Müller.

man nur zwei Hauptträger vor. In ganz vereinzelt Fällen und bei sehr geringer Bauhöhe ordnet man auch wohl für jede Schiene zwei Hauptträger, sogenannte Zwillingsträger an. Bei zwei Gleisen kann man einen Überbau mit zwei Hauptträgern oder auch einen Überbau mit drei Hauptträgern, von denen der mittelste zwischen beiden Gleisen liegt, oder schließlich auch zwei getrennte Überbauten mit je zwei Hauptträgern wählen. Der zweigleisige Überbau mit nur zwei Hauptträgern erfordert wegen des großen Abstandes der Hauptträger eine größere Bauhöhe als der zweigleisige Überbau mit drei Hauptträgern und der eingleisige Überbau; er ist aber den beiden anderen darin überlegen, daß die Mitten der beiden Gleise den normalen Abstand von 3,5 m erhalten können, was auf der freien Strecke für den Betrieb von außerordentlicher Wichtigkeit ist. Beim eingleisigen Überbau werden die Hauptträger durch die Zugbelastung gleichmäßig beansprucht, beim zweigleisigen Überbau mit zwei Hauptträgern werden dagegen die Hauptträger beim Befahren nur eines Gleises ungleichmäßig beansprucht und daher verschieden große Durchbiegungen erleiden, beim zweigleisigen Hauptträger mit drei Hauptträgern, von denen der mittelste natürlich stärker als die beiden äußeren ausgebildet werden muß, wird sich bei Belastung nur eines Gleises der äußere Hauptträger stärker durchbiegen als der mittelste. Sind nun die Querverbindungen mit den Hauptträgern fest vernietet, so werden durch die ungleichen Durchbiegungen diese Verbindungen erheblich beansprucht. Ein großer Nachteil ist jedoch in diesem Umstande nicht zu erblicken, da erfahrungsgemäß zweckmäßige Anschlüsse der Querverbindungen an den Hauptträgern diesen Beanspruchungen durchaus gewachsen sind. Steht eine genügend große Bauhöhe zur Verfügung, und wird auf Durchführung des normalen Abstandes der Gleismitten Wert gelegt, so wird man stets den zweigleisigen Überbau mit zwei Hauptträgern wählen. Bei sehr geringer Bauhöhe wird man zu einem zweigleisigen Überbau mit drei Hauptträgern oder zu zwei getrennten Überbauten greifen, man muß dann auf die Durchführung des normalen Gleisabstandes verzichten. Zwei getrennte Überbauten besitzen den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß sie später einzeln außerhalb des Betriebes verstärkt oder ausgewechselt werden können, falls es möglich ist, den Betrieb vorübergehend auf einem Gleise zu bewältigen. Mehr als zwei Gleise werden in der Regel nicht auf einem Überbau vereinigt.

Bei Straßenbrücken mit tiefliegender Fahrbahn werden meist zwei Hauptträger, nur bei außergewöhnlich breiten Brücken auch wohl drei Hauptträger vorgesehen.

Liegt die Möglichkeit vor, die Fahrbahn über den Hauptträgern anzuordnen, so sieht man für ein Eisenbahngleis einen Überbau mit zwei Hauptträgern, für zwei Gleise einen Überbau mit zwei Hauptträgern oder zwei getrennte eingleisige Überbauten vor. Etwa bis zu 35 m Stützweite werden zwei eingleisige Überbauten nicht teurer als ein zweigleisiger und können so schmal gehalten und in einen solchen Abstand voneinander gelegt werden, daß die Gleismitten die normale Entfernung voneinander behalten können.

In der Nähe von Bahnhöfen, wo viele Gleise nebeneinander überführt werden müssen und die Möglichkeit zur Verschiebung der Gleise und zur Einlegung von Weichen gewahrt werden muß, ordnet man bei kleineren Stütz-

weiten verschiedene Hauptträger nebeneinander und meist in einem Abstand von 1,5 m voneinander an, bei dem ein Hauptträger also höchstens die auf eine Schiene entfallende Belastung aufzunehmen hat.

Bei Straßenbrücken mit über den Hauptträgern liegender Fahrbahn kann man zwei Hauptträger und auch mehr als zwei Hauptträger anordnen. Für die Wahl der einen oder der anderen Anordnung ist die Kostenfrage ausschlaggebend, die bei großen Stützweiten im allgemeinen wohl zugunsten der Anordnung von nur zwei Hauptträgern ausfällt.

Über schiffbaren Wasserläufen und über Straßen ist die Bauhöhe meist nur im mittleren Teil sehr beschränkt, während an den beiden Seiten die Konstruktion der Überführung tiefer herunterreichen kann. Für diese Fälle sind Bogenträger sehr geeignet.

B. Eisenbahnbrücken.

1. Die Fahrbahn.

a) Fahrbahnordnung ohne Durchführung der Bettung auf der Brücke.

α) Unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger.

Hierbei werden die Schienen entweder durch die Fahrbahnlängsträger oder durch die Querträger, die in diesem Falle keinen größeren Abstand voneinander haben dürfen, als die vorgeschriebene Schwellenentfernung auf der freien Strecke beträgt, unterstützt. Durch Fortfall der Querschwellen wird zwar die Bauhöhe vermindert, aber diese Anordnung besitzt den erheblichen Mangel, daß die Stöße der Betriebsmittel zu ungemildert auf den Überbau wirken. Die Erfahrung hat gezeigt, daß die Befestigungsmittel der Schienen und die Nieten in den Längs- und Querträgern sehr bald gelockert werden. Man wendet daher die unmittelbare Unterstützung der Schienen durch die Fahrbahnträger nur in dem Falle an, wo eine sehr beschränkte Bauhöhe dies unbedingt erfordert.

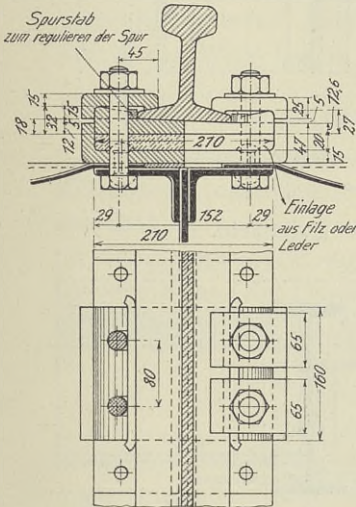


Abb. 510.

Die Lagerung der Schienen auf den Längsträgern wird durch eiserne Unterlagsplatten, die in einer Entfernung von 60 bis 80 cm voneinander liegen, bewirkt. Durch Einschaltung von Leder- oder Filzplatten kann die Stoßwirkung der Fahrzeuge und das Geräusch beim Befahren sehr gemildert werden. Die Abb. 510 veranschaulicht eine zweckmäßige Ausführung. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung klar zu ersehen. Die dargestellten Buckelplatten dienen einer schalldämpfenden Kieslage zur Unterstützung.

Die Unterstützung der Schienen durch die Querträger findet sich im allgemeinen nur bei den sogenannten unter A. bereits erwähnten Zwillingsträgern, bei denen die Bauhöhe sehr beschränkt werden kann und die deshalb in manchen

Fällen verwendet werden. Zwischen Schiene und Querträger sind auch hier Unterlagsplatten einzuschalten. Je zwei in 45 bis 50 cm Abstand von einander liegende Hauptträger tragen mittels der Querträger eine Schiene. Die zu einem Überbau gehörigen vier Hauptträger müssen durch einen Horizontalverband zu einem Ganzen verbunden werden.

Abb. 511 zeigt eine gute Anordnung eines Zwillingssträgers im Schnitt durch die Haupt- und Querträger und im Grundriß.

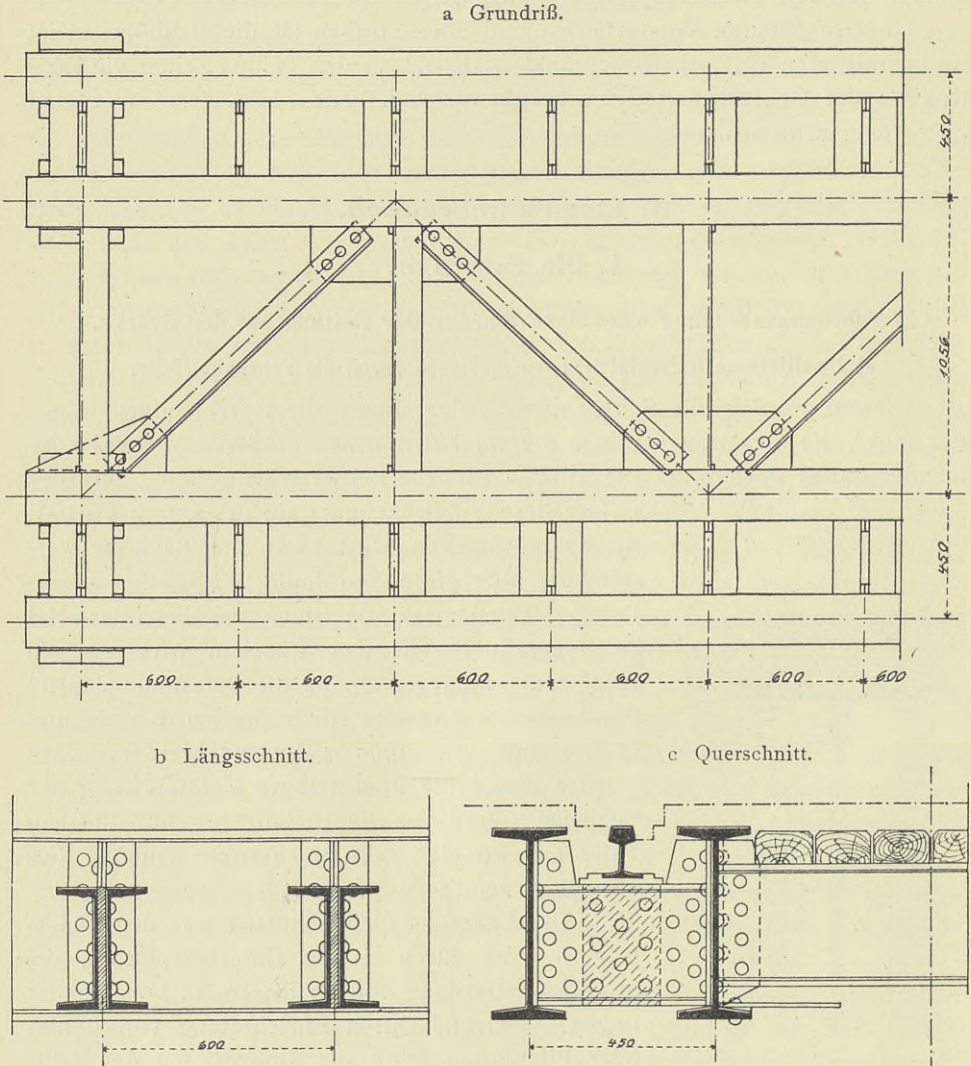


Abb. 511.

Die Abb. 512¹⁾ stellt eine zur Befestigung der Schiene auf den Querträgern geeignete eiserne Unterlagsplatte mit den Befestigungsmitteln dar. Die Verbindung dieser Platte mit dem Träger findet nur in zwei sich diagonal gegenüber liegenden Punkten durch Niete statt. In den beiden anderen Punkten

¹⁾ Ausgeführt beim Bahnsteigtunnel in Straßburg (Reichseisenbahnen).

wird die Schiene nur mit der Platte verbunden. Hier werden zunächst die mit einem unteren ovalen Ansatz versehenen Schrauben eingebracht und um 90° gedreht und damit in senkrechter Richtung festgelegt. Alsdann werden die Festhaltstückchen F über die Schraubenbolzen gesteckt. Diese sind hiermit gegen Drehen gesichert. Schließlich werden die Muttern aufgeschraubt, welche die Schienen durch federnde Klemmplatten festlegen.

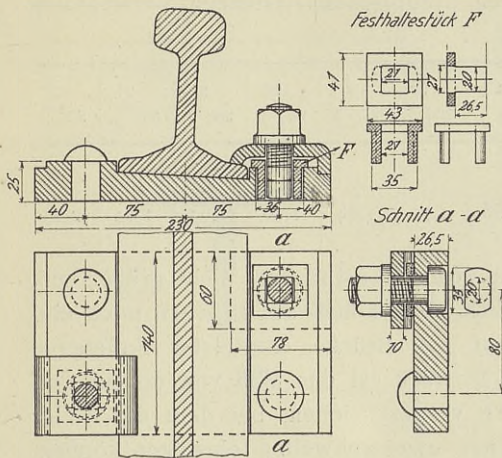


Abb. 512.

auf den Überbau und das Geräusch gemildert. Eiserne Schwellen haben sich in diesen beiden Beziehungen nicht so gut bewährt wie hölzerne Schwellen. In der Regel werden eichene Schwellen verwendet, jedoch eignet sich auch gutes Kiefernholz. Beide Holzarten sollen jedoch zum Schutz gegen den Angriff der Witterung mit Teeröl oder dergleichen getränkt werden.

1. Unterstützung durch Querschwellen.

Die Abmessungen der Schwellen hängen von der Entfernung der unterstützenden Längsträger ab. Sind die letzteren unmittelbar unter den Schienen angeordnet, so werden die Schwellen nur auf Druck beansprucht, und es genügt für Holzschwellen die auf der freien Strecke übliche Stärke von 16 cm. Ist der Abstand der Längsträger größer als der Schienenabstand, so werden die Schwellen auf Biegung beansprucht. Das Moment $A \cdot a$ (siehe Abb. 513) wächst

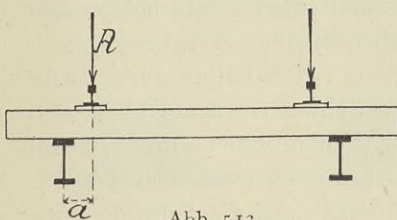


Abb. 513.

mit dem Abstand der Längsträger. A bedeutet die Größe eines Raddruckes. Trotzdem durch die Steifigkeit der Schienen der Raddruck auf mehrere Schwellen übertragen wird, werden der Sicherheit wegen die Abmessungen einer Schwelle für volle Raddrucke berechnet. Die Verschwächung des Schwellenquerschnittes infolge der 1 bis 2 cm starken Einkämmung

der Schwellen über den Längsträgern braucht wegen dieser ungünstigen Annahme nicht berücksichtigt zu werden. Als zulässige Beanspruchung auf Biegung für Eichen- und gutes Kiefernholz wird 75 kg/qcm angenommen. Als geringste Breite für die Schwellen ist das Maß von 22 cm anzusehen, bei dem sich die Unterlagsplatten der Schienen noch gut befestigen lassen. Die nachstehende

Zusammenstellung enthält Schwellenquerschnitte mit Abmessungen, die den vom Innungsverband deutscher Baugewerkmeister vereinbarten und vom preußischen Minister der öffentlichen Arbeiten zur Anwendung empfohlenen Holznormalquerschnitten entsprechen, und die Schwellenträgerabstände, bis zu denen die einzelnen Querschnitte für den preußischen Lastenzug Verwendung finden können.

Querschnitt (cm)	22	22	24	24	22	24	28
	18 □	20 □	24 □	26 □	28 □	30 □	30 □
reicht bis zu einem Schwellenträger- abstand von m	1,68	1,72	1,84	1,90	1,93	2,04	2,13

Die Entfernung der Schwellen voneinander darf nicht größer sein als auf der freien Strecke. Es ist üblich, dieses Maß auf Brücken noch einzuschränken, um den Rädern etwa auf der Brücke entgleister Fahrzeuge genügende Unterstützung zu bieten. In Preußen ist das Maß von 60 cm von Schwellenmitte zu Schwellenmitte vorgeschrieben, bei dem die Räder entgleister Fahrzeuge nur wenig zwischen zwei Schwellen einsinken können.

Die Verteilung der Schwellen erfolgt derart, daß man für die Felder, in denen kein Schienenstoß liegt, den Abstand zweier Querträger in eine Anzahl gleicher Teile a teilt, die nicht größer als der vorgeschriebene Abstand sein dürfen.

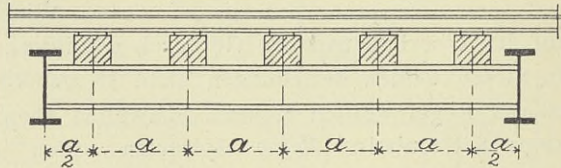


Abb. 514.

Die den Querträgern benachbarten Schwellen erhalten den Abstand $a/2$ von diesen, die übrigen unter sich den Abstand a (Abb. 514). Bei Brücken bis 16 m Stützweite sind Schienenstöße ganz zu vermeiden, nötigenfalls durch Anwendung 18 m langer Schienen. Bei Brücken mit größerer Stützweite sind, nötigenfalls durch Verwendung verschieden langer Schienen, die Schienenstöße so weit von den Querträgern ab zu legen, daß einerseits die vorschriftsmäßige Stoßausbildung möglich ist und andererseits der vorgeschriebene Schwellenabstand nirgends überschritten wird. In Amerika und anderen sehr holzreichen Ländern werden die Schwellen vielfach dicht nebeneinander gelegt.

Die Befestigung der Schwellen erfolgt in vielen Fällen durch senkrechte Bolzen, die durch ein Loch im Flansch des Schwellenträgers (Abb. 515) oder durch einen besonderen Winkel (Abb. 516) greifen, oder durch Hakenschrauben, die den Flansch des Schwellenträgers umfassen (siehe Abb 517).

Bei der zuletzt angeführten Befestigung braucht auf die Schwellenlage beim Entwurf und bei der Bearbeitung der Fahrbahn in der Werkstatt keine Rücksicht genommen zu werden, und bei späterer Verlegung eines neuen Oberbaues mit anderen Schienenlängen entstehen hinsichtlich der Lage der Stöße keinerlei Schwierigkeiten. Hierin ist ein großer Vorteil dieser Befestigungsweise zu erblicken, andererseits ist aber keine unbedingt unveränderliche Lage der Schwellen hierdurch zu erzielen. Dasselbe gilt von der in Bayern üblichen

Schwellenbefestigung (Abb. 518). Dies ist im übrigen als recht zweckmäßig zu bezeichnen. Auf der einen Seite wird der über den Schaft der Schwellenschraube überstehende Teil des Kopfes entfernt und die Schraube schon vor dem Verlegen der Schwelle eingeschraubt, aber so, daß die noch vorhandene

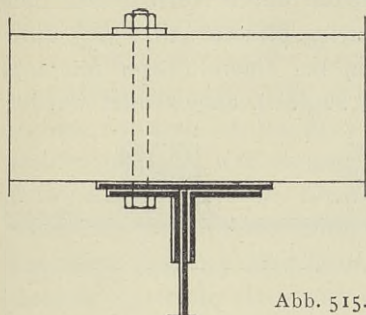


Abb. 515.

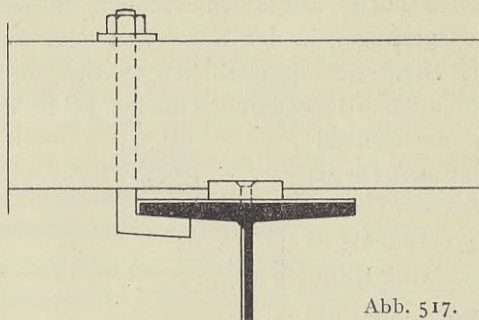


Abb. 517.

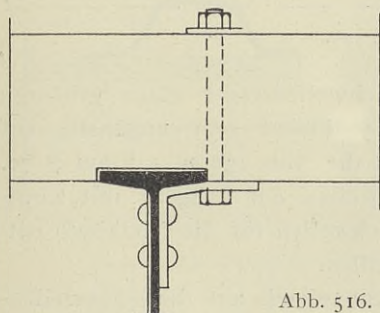


Abb. 516.

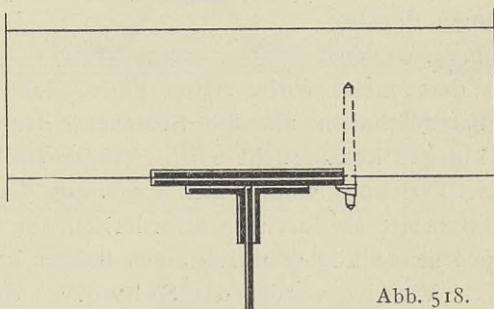


Abb. 518.

Seite des Kopfes nach außen steht und infolgedessen die Schwelle auf den Träger gelegt werden kann. Dann wird durch $\frac{1}{2}$ oder $1\frac{1}{2}$ Drehungen der Kopf zur festen Anlage an den Flansch gebracht.

Trotz des Nachteiles, schon bei der Aufstellung des Entwurfes und der Bearbeitung in der Werkstatt die Schwellenverteilung berücksichtigen zu müssen und durch die ein für allemal festgelegte Lage der Stöße an bestimmte Schienenlängen gebunden zu sein, wird der Befestigungsweise der Schwellen durch Winkel, die auf die Schwellenträger genietet und mit denen die Schwellen durch wagerechte Bolzen verbunden werden, doch vor den anderen Befestigungsweisen vielfach, so auch in Preußen der Vorzug gegeben (Abb. 519),

weil hierbei die Schwellen gegen Kanten und Bewegungen in der Längsrichtung der Brücke am besten gesichert sind. Da die beim Anfahren und Bremsen des Zuges entstehenden Kräfte verschieden gerichtet sind, also auch die

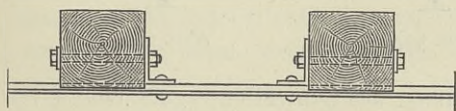


Abb. 519.

Schwellen je nach der Richtung der Kraft das Bestreben haben, nach der einen oder der anderen der beiden Seiten zu kippen, so empfiehlt es sich, die Winkel abwechselnd auf der einen und der anderen Seite der Schwellen anzubringen. Für die Befestigungswinkel wird in der Regel das Profil 80 · 120 · 10 gewählt, dessen langer Schenkel senkrecht gestellt wird. Bei allen Befestigungsarten

sind die Schwellen 1 bis 2 cm in den Flansch des Schwellenträgers zur Verhütung seitlicher Verschiebung einzulassen. Bei längeren Längsträgern, namentlich aber bei Hauptträgern, auf denen die Schwellen unmittelbar aufgelagert werden, ist die Oberkante infolge des Hinzutretens mehrerer Kopfplatten ungleich hoch. Diese Unterschiede müssen entweder durch verschieden tiefe Aussparungen in den Schwellen oder durch Unterlagsplatten (Abb. 520) unter den Schwellen ausgeglichen werden, auch können bei einem Träger mit sehr erheblichen Höhenunterschieden beide Verfahren zugleich angewendet werden.

Ist der Schwellenträger ein genieteteter Träger, so empfiehlt es sich, eine Kopfplatte über die ganze Trägerlänge durchzuführen, da sonst

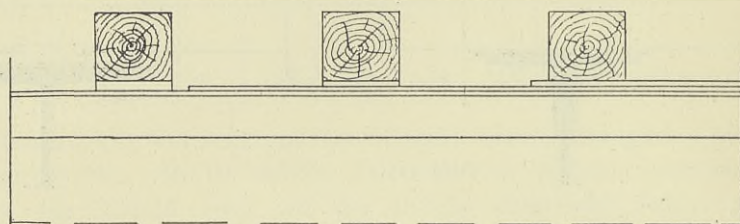


Abb. 520.

in dem meist vorliegenden Falle, daß die Schwellenträger einen größeren Abstand haben als die Schienen, der innere Winkel sehr ungünstig auf Abbiegen beansprucht wird. Vergleiche hierzu die Abb. 137 u. 138 auf S. 70. Zur Erzielung einer guten Lagerung der Schwellen auf Trägern mit Kopfplatten ist es durchaus erforderlich, in den Schwellen für die Nietköpfe entsprechende Löcher durch einen Bohrer herzustellen.

Vielfach werden die Schwellen auch zentrisch auf dem Schwellenträger gelagert, was für die Beanspruchung des Trägers ohne Frage vorteilhaft

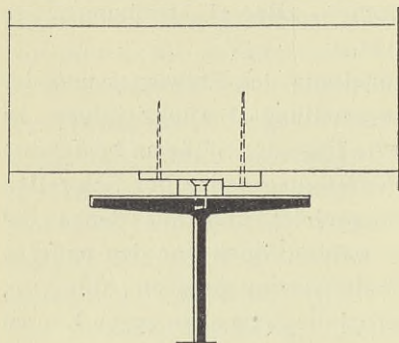


Abb. 521.

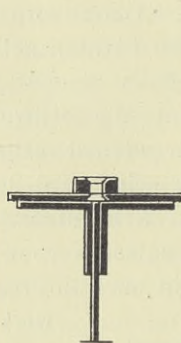


Abb. 522.

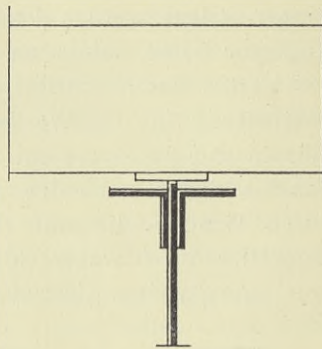


Abb. 523.

ist. Zu diesem Zwecke wird auf den Flansch des Schwellenträgers eine 4 bis 5 cm breite und 2 bis 3 cm hohe Unterlagsplatte gelegt, die durch zwei Stiftschrauben mit dem Flansch gewalzter Träger (Abb. 521), beziehungsweise durch zwei Versenkniete mit der Kopfplatte genieteteter Träger (Abb. 522) verbunden wird. Wegen der geringen Auflagerfläche, die diese Unterlagsplatten bieten, ist es zweckmäßig, die Schwellen mit Auflagerplatten zu versehen, die an den Innenseiten einen 1 cm starken Vorsprung erhalten, um die Schwellen an seitlichen Bewegungen zu hindern. In Amerika wird die zentrische Lagerung der

Schwellen auf genieteten Trägern vielfach durch Hervorziehen des Stegbleches über die Gurtoberkante um 1 bis 2 cm erzielt (Abb. 523). Selbstverständlich müssen die zentrisch gelagerten Schwellen auf eine der geschilderten Befestigungsarten gegen Abheben und Längsbewegungen gesichert werden.

Über die erforderliche Länge der Querschwellen ist unter «Fahrbahnabdeckung» nachzulesen.

Trotzdem eiserne Querschwellen in Bezug auf geräuschloses Fahren und Milderung der Stöße der Fahrzeuge den Holzschwellen erheblich nachstehen, hat man sie bei großen und langen Brücken doch nicht entbehren zu können geglaubt, weil sie gegenüber den Holzschwellen den Vorteil vollständiger Feuersicherheit bieten. Die Brände des hölzernen Belages und der hölzernen Schwellen auf Brücken infolge Funkenauswurfes der Lokomotiven gehören bei uns allerdings zu großen Seltenheiten, und man hat daher auch die Anwendung eiserner Querschwellen auf einige besondere Fälle beschränkt. Die große

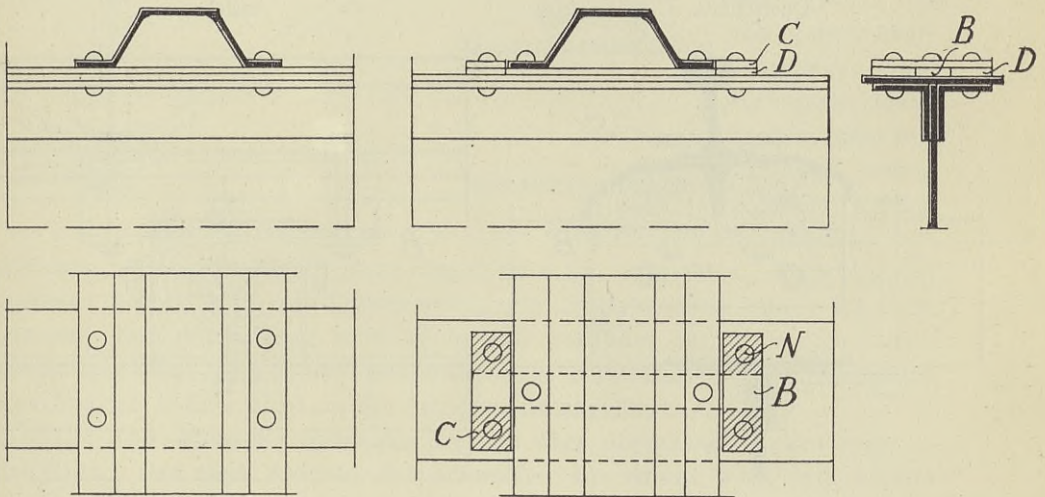


Abb. 524.

Abb. 525.

Talbrücke bei Müngsten und die neue Weichselbrücke bei Dirschau sind z. B. mit eisernen Schwellen ausgerüstet worden. Zu den Querschwellen werden zweckmäßig Belageisen verwendet, welche sich von allen Profilen am besten bewährt haben (Abb. 524). Es empfiehlt sich stets, die eisernen Schwellen fest mit den Schwellenträgern zu vernieten, da Verschraubungen leicht locker werden und dann beim Befahren klirrende Geräusche entstehen. Liegen die Schienen unmittelbar über den Schwellenträgern, so kann von einer zentrischen Lagerung abgesehen werden (Abb. 524). Liegen jedoch die Schwellenträger weiter auseinander als die Schienen, so empfiehlt sich eine zentrische Lagerung nach Abb. 525. Das 50 mm breite Flacheisen *B* wird mit dem Belageisen durch zwei Nieten verbunden und ragt beiderseits um 60 mm über die Ränder der Schwelle hinaus. Über die hervorragenden Enden des Flacheisens *B* werden die 60 mm breiten Eisen *C* gelegt, die unter ihnen verbleibenden Hohlräume werden mit den Eisen *D* gefuttert, die die gleiche Stärke wie *B* haben. Die Nieten *N* stellen

die Verbindung mit dem Träger her. Die Schwelle ist auf diese Weise gut und unverschieblich gelagert.

2. Unterstützung durch Langschwellen.

Der Langschwellenoberbau ist in Deutschland fast ganz verschwunden, da er den Erwartungen nicht entsprochen hat. Er findet sich deshalb auch nur noch ausnahmsweise auf den eisernen Brücken. Die eisernen Langschwellen werden zweckmäßig auf hölzernen Querschwellen über den Überbau geführt. Es ist üblich, die Langschwellen an den Auflagerstellen mit Holz, das in die Querschwellen eingelassen wird, auszufuttern (Abb. 526). Eine eiserne Unterlagsplatte ragt über die Ränder der Querschwelle um je eine Winkelbreite hervor. Durch die Schrauben *S* werden Schiene, Langschwelle, Holzfutter, Platte *B* und Winkel *W* zu einem Ganzen verbunden. Die Winkel *W* sind außerdem mit der Platte vernietet. Aufwärtsbewegungen werden durch

Querschnitt.

Ansicht.

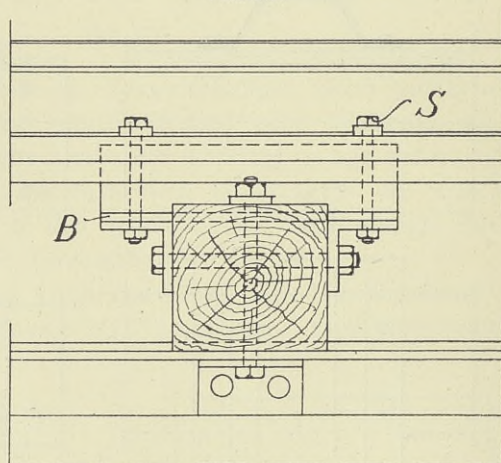
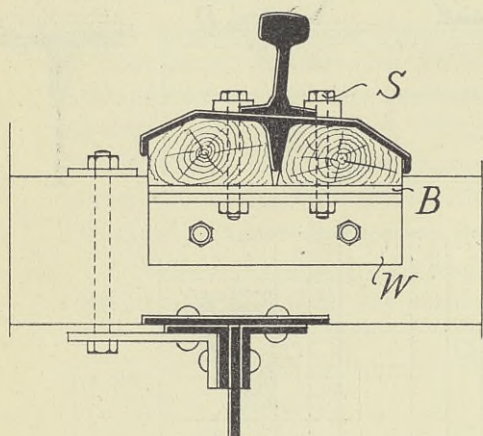


Abb. 526.

die Bolzen, welche durch die Winkel und die Schwelle greifen, verhindert. Dem Bestreben der Langschwellen, zu wandern, wird durch die Winkel *W* entgegengetreten.

γ) Fahrbahnabdeckung.

Die Fahrbahn der Eisenbahnbrücken muß begehbar sein, um das Gleis und den eisernen Überbau selbst stets überwachen zu können.

Im folgenden soll die Abdeckung der Fahrbahn nur für den Fall besprochen werden, daß die Schienen von hölzernen oder eisernen Querschwellen getragen werden. Für die anderen schon besprochenen Anordnungen wird die Abdeckung ganz ähnlich ausgeführt.

Abdeckung aus Holz.

Bei Verwendung hölzerner Brückenschwellen erfolgt die Abdeckung meist durch einen hölzernen, in der Regel 5 cm starken Bohlenbelag. Vor allen anderen Holzarten ist Eichenholz und australisches Hartholz geeignet, weil

diese Hölzer durch herunterfallende glühende Kohlenstückchen nur sehr schwer in Brand gesetzt werden können.

Die Breite der einzelnen Bohlen schwankt zwischen 13 und 20 cm (Abb. 527). Hölzerne, an den beiden Enden unter die Bohlen geschraubte Querleisten

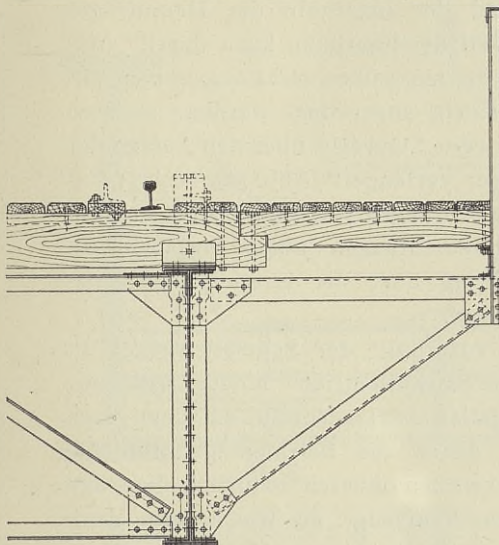


Abb. 527.

(5×10 cm) vereinigen drei bis fünf Bohlen zu einer aufnehmbaren Tafel, die an den Enden mittels eingelassener eiserner Kramen und Schrauben mit den Querschwellen verbunden wird (Abb. 528). Die Länge der Bohlen richtet sich nach der Anzahl, die zu

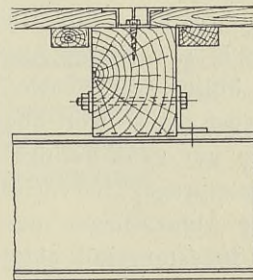


Abb. 528.

einer Tafel vereinigt werden. Die Tafeln sollen das Gewicht von 100 kg nicht überschreiten, damit sie von zwei Mann noch bequem verlegt und aufgenommen werden können. Im all-

gemeinen werden die Tafeln nicht länger als 2,5 m ausgeführt. Zwischen den einzelnen Bohlen wird zur Entwässerung ein Zwischenraum von 1 bis 2 cm gelassen. Der Bohlenbelag wird beiderseits entweder nur bis an die Unterlagsplatten oder auch unter entsprechendem Ausschnitt der den Schienen benachbarten Bohlen dicht an die Schienen herangeführt.

Die Abdeckung der Fahrbahn hat sich über die ganze Brückenbreite zu erstrecken. Der enge Abstand der Schwellen von 60 cm wird, wie bereits erwähnt, deshalb gewählt, um den Rädern etwa entgleister Fahrzeuge eine hinreichende Unterstützung zu sichern. In dem Falle, daß keine besonderen Entgleisungsschutzvorrichtungen vorgesehen sind, müssen daher sämtliche Schwellen über die

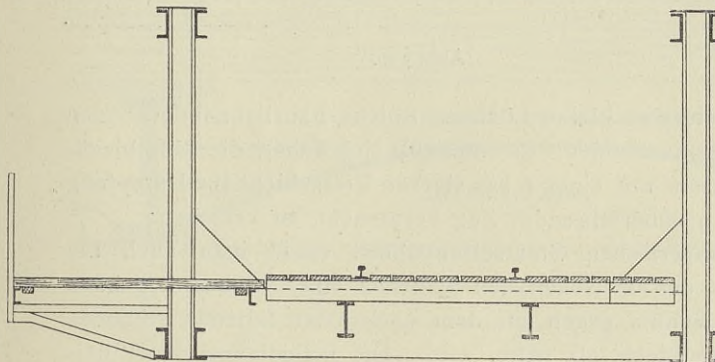


Abb. 529.

Schwellenträger verlängert werden, obwohl der Bohlenbelag zu seiner Unterstützung nur jeder zweiten Schwelle bedarf. Bei Brücken mit versenkter Fahrbahn wird die Verlängerung der Schwellen zur Unterstützung entgleister Fahrzeuge bis zu den Eckaussteifungen unter der Annahme, daß diese die Fahrzeuge abweisen.

längert werden, obwohl der Bohlenbelag zu seiner Unterstützung nur jeder zweiten Schwelle bedarf. Bei Brücken mit versenkter Fahrbahn wird die Verlängerung der Schwellen zur Unterstützung entgleister Fahrzeuge bis zu den Eckaussteifungen unter der Annahme, daß diese die Fahrzeuge abweisen.

für ausreichend erachtet. Zur Erhöhung der Sicherheit kann auch in der Linie der von den Querträgeroberkanten und Eckversteifungen gebildeten Winkelpunkte ein Streichbalken angeordnet werden. Ist ein besonderer ausgekragter Fußsteig vorhanden (Abb. 529 links), so läßt man sämtliche Schwellen in der Linie der Eckaussteifungen enden. Der Fußsteig und der innerhalb der Hauptträger liegende, bis zu den Schwellen reichende Teil der Fahrbahn kann durch Querbohlen wie in der Abbildung oder auch durch Querbalken mit Längsbohlen abgedeckt werden. Soll kein besonderer Fußsteig angeordnet werden, so wird zur Unterstützung des Bohlenbelages jede zweite Schwelle über den Anfang der Eckaussteifungen hinaus bis zum Hauptträger verlängert (Abb. 529 rechts).

Wenn besondere Entgleisungsschutzvorrichtungen vorgesehen sind, braucht nur jede zweite Schwelle über die Schutzvorrichtungen hinaus verlängert zu werden. Vergleiche hierüber die Abhandlung über die Entgleisungsschutzvorrichtungen unter B. 1. c. dieses Abschnittes.

Es ist nicht üblich, die Schwellen außerhalb der Schwellenträger zu unterstützen. Sie ragen nur so weit über die Schwellenträger hinaus, daß auch entgleiste Fahrzeuge nur ganz geringe negative Auflagerkräfte auf dem einen der beiden Schwellenträger hervorrufen, denen die Befestigungsmittel gewachsen sind. Die Abmessungen der Schwellen müssen natürlich derartige sein, daß für den Belastungsfall entgleister Fahrzeuge die Bruchgrenze noch nicht erreicht wird.

Abdeckung durch Riffelblech.

Eiserne Querschwellen erhalten in der Regel eine Abdeckung aus 6 bis 8 mm starken Riffelblechplatten, die auf den Schwellen vernietet werden. Einzelne Tafeln, am besten die über den Querträgern liegenden, müssen aufnehmbar befestigt sein, um zu dem unter dem Belag befindlichen Teil der Fahrbahn gelangen zu können.

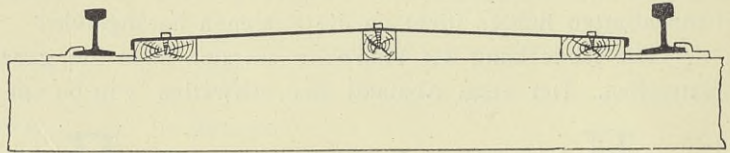


Abb. 530.

Zur Entwässerung

erhalten die Blechtafeln einzelne kleine Löcher. Solche Fahrbahnabdeckungen bilden einen richtigen Resonanzboden. Es empfiehlt sich daher, die Riffelblechdecke zwischen den Schienen mit einer 6 cm starken Kiesschicht zur Dämpfung des Geräusches, den ein herüberfahrender Zug verursacht, zu versehen.

Im Bereich der bayerischen Staatseisenbahnen deckt man auch bei hölzernen Querschwellen den zwischen den Schienen eines Gleises liegenden Teil der Fahrbahn zum Schutz gegen aus dem Aschkasten fallende glühende Kohlenstückchen mit Riffelblech ab. (Abb. 530). Die Befestigung des Riffelbleches erfolgt auf hölzernen Längsbohlen.

d) Vorrichtungen zur Schalldämpfung.

Außer dem eben erwähnten Mittel zur Schalldämpfung und der bereits geschilderten Einschaltung von Lederplatten zwischen Schiene und Schienenträger gibt es noch andere Ausführungsarten, die den gleichen Zweck verfolgen, den

lästigen Lärm, der beim Befahren der Brücken mit einer der bisher erwähnten Fahrbahnausbildungen entsteht, zu mildern. Hierhin gehört der beim Bau der

Berliner Stadtbahn vielfach angewendete Längstrog, der auf den Querträgern gelagert wird und in dem die Schiene auf einer in Schotter gebetteten Längschwelle ruht (Abb. 531).

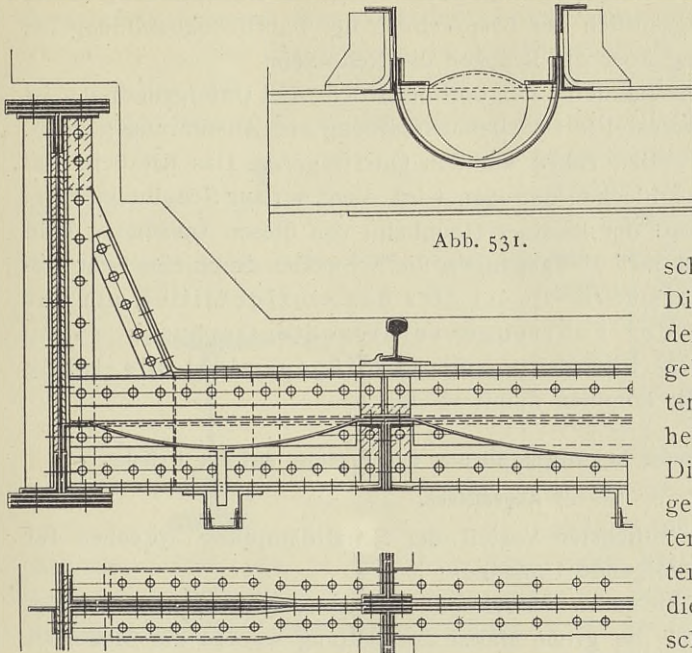


Abb. 531.

Diese Anordnung hat nicht den gewünschten Erfolg gehabt. Außerdem stellen sich bald weitere erhebliche Übelstände ein. Die geringen Abmessungen des Troges gestatteten kein sorgfältiges Unterstopfen der Schwellen, die Folge davon waren schlechte Spurhaltung und teilweises Hohlliegen der Längschwellen.

Ein bewährtes Mittel zur Schalldämpfung ist folgendes. Auf den Flanschen der Längsträger (Abb. 532), die den Querschwellen zur Unterstützung dienen, und auf Winkeln, die an die Haupt- und Querträger genietet werden, finden

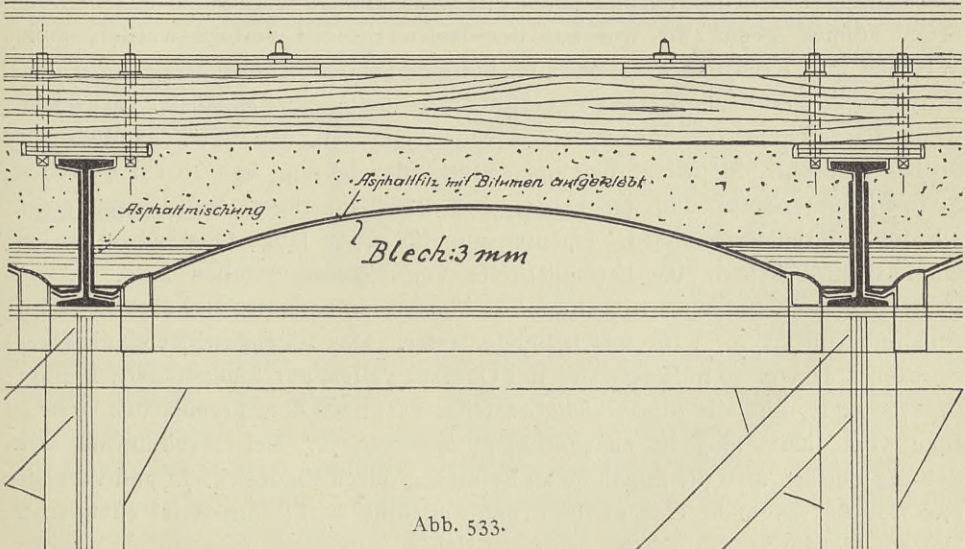


Abb. 533.

Buckelplatten von 5 bis 6 mm Stärke ihr Auflager. Auf diese wird eine Kies-schicht von solcher Stärke gebracht, daß die Querschwellen rd. 5 cm in der

Bettung liegen. Diese schalldämpfende Fahrbahntafel erfüllt auch noch den Zweck, das Tagwasser, das Tropfwasser und Öl der Lokomotiven von dem unter der Brücke liegenden Raum fernzuhalten. Über die Entwässerung dieser Fahrbahntafel wird gelegentlich der Besprechung der Fahrbahnausbildung bei Überführung der Bettung über die Brücken die Rede sein.

Bei einem Teil des Viaduktes der Berliner Hoch- und Untergrundbahn ist die in der Abb. 533 dargestellte Fahrbahnausbildung zur Ausführung gelangt. Die hölzernen Langschwellen ruhen auf den Querträgern. Das Kiesbett, das von 3 mm starken Tonnenblechen getragen wird, dient nur zur Schalldämpfung. Man ist jedoch beim Bau der Berliner Hochbahn von dieser Anordnung bald wieder abgekommen und dazu übergegangen, die Schwellen durch eine Schotter- oder Kiesbettung zu unterstützen. Es ist dies das einzige Mittel, um das durch den Verkehr der Fahrzeuge verursachte Geräusch so zu dämpfen, daß es in bewohnten Straßenzügen nicht als lästig empfunden wird. Wir kommen damit zu der

b) Fahrbahnordnung bei Durchführung der Bettung auf der Brücke.

c) Allgemeines.

Neben ihrem wesentlichsten Vorteil der Schalldämpfung sprechen für ihre Anwendung weiter folgende Umstände:

Durch die sich auf die ganze Schwellenfläche erstreckende Druckverteilung, durch die Elastizität und die große Masse der Bettung werden die Stöße der Fahrzeuge für den Überbau sehr gemildert. Die Fahrbahn ist vollständig feuersicher und schließt den unter ihr liegenden Raum gegen das Tagwasser und Abtropfen von Öl und Wasser der Lokomotiven ab. Die Gefahr für etwa entgleiste Züge ist bedeutend geringer als bei den anderen Fahrbahnausbildungen, da die Räder überall Unterstützung finden. Die Brücke kann ganz unabhängig von dem Oberbau konstruiert und gebaut werden. Alle Oberbauarten können genau so wie auf der freien Strecke verlegt werden, auch Weichen und Kreuzungen lassen sich bei genügender Brückenbreite ohne jede Schwierigkeit einbauen. Diese Fahrbahn wäre daher als das Muster anzusehen, wenn ihr nicht ein sehr schwerwiegender Nachteil anhaftete, nämlich ihr großes Gewicht. Sie wiegt bei einer Stärke der Bettung von 20 cm zwischen Schwellenunterkante und Oberkante der Fahrbahnträger 800 kg/qm mehr als die anderen Fahrbahnen. Da man nun für 2,7 m lange Querswellen bei eingleisigen Brücken eine Bettungsbreite von 3,3 m anstreben muß, um die Schwellen noch gut vor Kopf stopfen zu können, so bedeutet dies eine Gewichtszunahme von rd. 2,7 t für das laufende Meter. Das Eigengewicht eingleisiger Brücken z. B. von 30 m Stützweite mit Querswellen auf Längsträgern beträgt rd. 2700 kg/m, und die gleichmäßig verteilte Last nach dem preußischen Lastenzuge vom Jahre 1903 ist zu 7400 kg/m anzunehmen. Bei Durchführung der Bettung beträgt also die Zunahme an Belastung durch Eigengewicht und Verkehr 27,0 vH., der ungefähr eine gleich große Zunahme an Eisenmaterial entspricht. Diesen hierdurch vermehrten Kosten stehen andererseits Ersparnisse in der Unterhaltung gegenüber, da fraglos die Stoßverminderung gleichbedeutend mit einer längeren Dauer einer guten Beschaffenheit des Überbaues ist. In

Städten ist man neuerdings allgemein zu der Fahrbahn mit Durchführung der Bettung aus den eben erwähnten Gründen übergegangen, und man sollte sie auch bei kleineren Überbauten auf der freien Strecke grundsätzlich zur Anwendung bringen. Für große Stützweiten stehen die Mehrkosten in keinem Verhältnis zu den Ersparnissen in der Unterhaltung, wobei noch zu berücksichtigen ist, daß das Mehrgewicht auch die Kosten für die Pfeiler und Widerlager beeinflusst. In der Schweiz hat man allerdings auch Brücken von

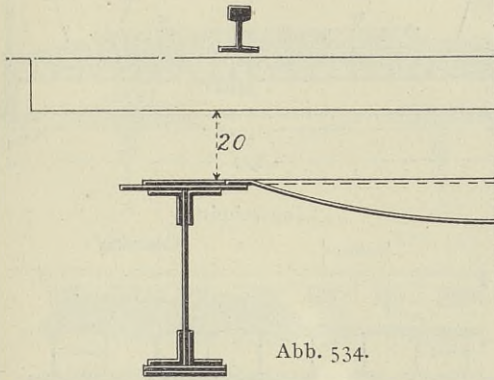


Abb. 534.

großen Stützweiten auf der freien Strecke, so z. B. die Rheinbrücke bei Eglisau von 90 m Stützweite, mit durchgehender Bettung ausgerüstet, aber diese Beispiele haben in anderen Ländern keine Nachahmung gefunden. Die geringste Stärke der Bettung von der Oberkante der Fahrbahntafel bis zur Unterkante der Schwellen soll 15 cm betragen, erwünscht ist eine Stärke von 20 cm (Abb. 534). Zur Verringerung der Bauhöhe können statt hölzerner Querschwellen solche aus Eisen verwendet werden, die nur eine Höhe von 7 cm haben. Jedoch ist es im allgemeinen aus Gründen der Vereinfachung in der Unterhaltung ratsam, von dem auf der freien Strecke verlegten Oberbau auf der Brücke nicht abzuweichen.

In der größeren Bauhöhe, die die Durchführung der Bettung erfordert, ist unter Umständen ein weiterer Nachteil dieser Fahrbahnanordnung zu erblicken. Ist die Bauhöhe sehr beschränkt, will man aber andererseits von der Gleis-

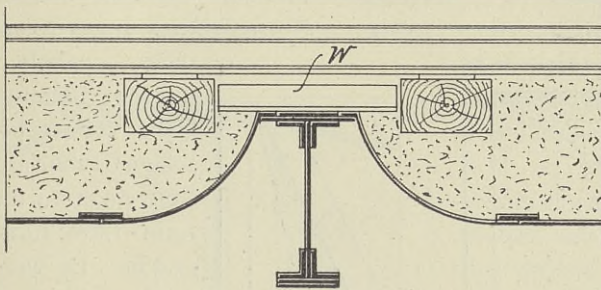


Abb. 535.

unterstützung durch eine Bettung auf der Brücke nicht absehen, so ist eine Anordnung, die in der Abb. 535 dargestellt ist, ausführbar. Die Schwellen werden tiefer als die Oberkante der Querträger in die Tonnenbleche hineingelegt. Man ist damit an eine bestimmte Schwellen-

lage insofern gebunden, als zu beiden Seiten jedes Querträgers zwei Schwellen liegen müssen, die zweckmäßig durch zwei auf die Querträger genietete schwache Winkel W in ihrer Lage festgehalten werden, um zu verhindern, daß die Schwellen sich im Laufe des Betriebes auf den Querträger aufsetzen.

Die Bettung bedarf zu ihrer Unterstützung einer besonderen Fahrbahntafel, die außer genügender Tragfähigkeit auch vollständige Wasserdichtigkeit und Widerstandsfähigkeit gegen den Angriff des in die Bettung eingedrungenen Wassers besitzen muß.

β) Fahrbahntafeln aus Holz.

Die in Amerika vielfach verwendeten Fahrbahntafeln aus gespundeten Bohlen (Abb. 536¹⁾) haben bei uns keine Nachahmung gefunden, weil sie dem Verfaulen zu sehr ausgesetzt sind.

γ) Fahrbahntafeln aus Eisen.

1. Fahrbahntafel aus Buckelplatten.

Die Buckelplatten werden aus Blechen hergestellt, die in warmem Zustande durch hydraulische Pressen in die Form eines Klostergewölbes mit wagerechtem Rand gepreßt werden. Der Stich des Gewölbes beträgt in der Regel $\frac{1}{12}$ der längsten Seite des Gewölbes. Es können alle möglichen Grundrißformen hergestellt werden (Abb. 537 u 538). Bei geraden Brücken kommt man in der Regel mit einer einzigen rechteckigen oder quadratischen Grundrißform aus.

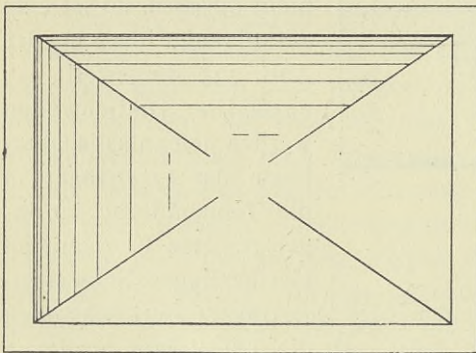
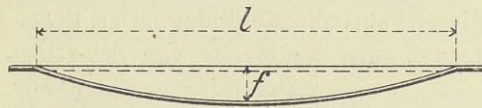


Abb. 537.

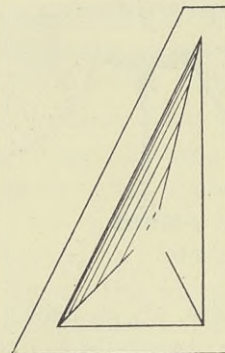


Abb. 538.

Bei schiefen Brücken lassen sich trapezförmige und dreieckige Grundrisse nicht vermeiden, jedoch empfiehlt es sich, die Zahl der verschiedenen Grundrißformen nach Möglichkeit zu beschränken, da jede Form einen besonderen Stempel für die Presse erfordert und die Stempel nur in wenigen Normalabmessungen vor-

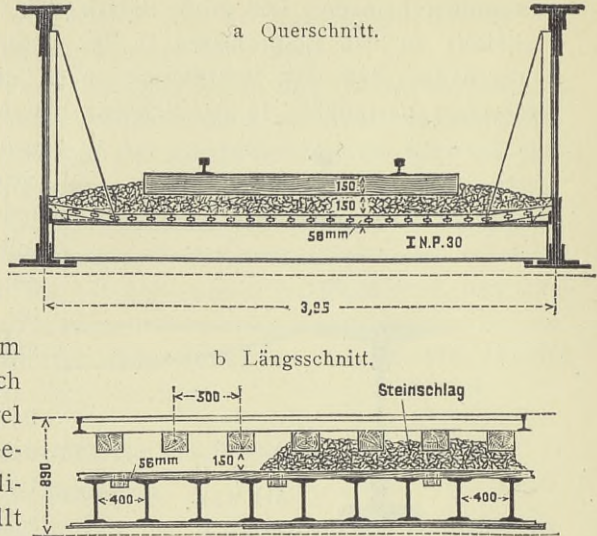


Abb. 536.

rätig gehalten werden. Beliebte Maße für rechteckige Grundrisse sind: 1,0 m · 1,5 m; 1,5 m · 1,8 m; 1,8 m · 2,0 m. Es werden auch Platten mit den Abmessungen 2 m · 2 m und 1,8 m · 2,5 m hergestellt; diese sind jedoch nicht

handlich, und es werden deshalb die kleineren Platten vorgezogen.

Für die Breite des Randes, der sich auf das in seiner Oberfläche gleich hoch liegende Fahrbahnträgersnetz auflegt und dort vernietet wird, ist

1) Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, S. 259 (Aufsatz von Blum und Giese).

der Nietdurchmesser maßgebend. Der Durchmesser schwankt zwischen 1,3 und 1,8 cm und die Breite des Randes daher zwischen 5 und 7 cm.

Die Stärke der Buckelplatten wird zwischen 0,7 und 1,1 cm bemessen. Die Berechnung der erforderlichen Stärke ist nicht einfach. Sie ist

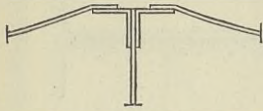


Abb. 539.

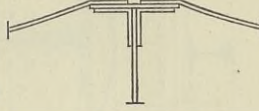


Abb. 540.

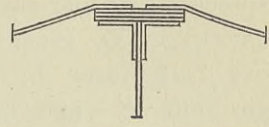


Abb. 541.

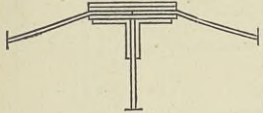


Abb. 542.

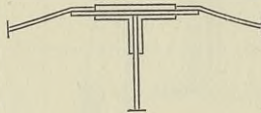


Abb. 543.

in der Regel überflüssig, weil genügende Erfahrungen vorliegen. Man mache kleinere Buckelplatten bis zu 2 qm Fläche 0,8 cm, größere Buckelplatten 1,0 cm stark.

Sie werden in der Regel zum Schutz gegen Rostangriff verzinkt.

Befestigung der Buckelplatten.

Bei Verwendung genieteteter Träger empfiehlt sich stets die Anordnung einer durchgehenden oberen Kopfplatte (Abb. 540), auch wenn diese für das Trägheitsmoment des Fahrbahnträgers nicht erforderlich sein sollte, weil bei der in Abb. 539 dargestellten Befestigungsweise ohne durchgehende Kopfplatte die Niete in den senkrechten Winkelschenkeln sehr ungünstig auf Abreißen beansprucht und die Winkel abgebogen werden. Sind für das Trägheitsmoment des Fahrbahnträgers mehr als eine Kopfplatte erforderlich, so müssen, wenn alle Kopfplatten gleiche Breite erhalten sollen, entweder sämtliche Platten über die ganze Trägerlänge durchgeführt und die Buckelplatten auf ihnen vernietet werden (Abb. 541), oder die Buckelplatten werden auf die erste Kopfplatte und die übrigen Kopfplatten nur in den erforderlichen Längen darüber genietet (Abb. 542). Im ersten Falle ist ein

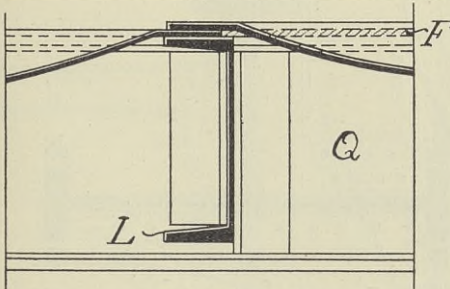


Abb. 544.

ziemlich großer, für die Festigkeit überflüssiger Materialaufwand erforderlich, im zweiten Falle ist eine Auswechslung schadhaft gewordener Buckelplatten mit Schwierigkeiten verbunden. Bei weitem am zweckmäßigsten ist es, die unterste Kopfplatte auf beiden Seiten um die Randbreite der Buckelplatten überstehen zu lassen (Abb. 543). Hierbei ist die Nietung des Trägers un-

abhängig von der Nietung der Buckelplatten. Die langen, schwer zu stauchenden Niete in den Kopfplatten können in der Werkstatt geschlagen werden.

Die I-Normalprofile sind zur Aufnietung von Buckelplatten nur so weit geeignet, als sie eine Flanschbreite von mindestens 10 cm besitzen. Kleinere Flanschbreiten geben für die Buckelplattenränder zu geringe Auflagerflächen. Man wählt dann statt der I-Eisen C-Normalprofile und legt die eine Buckel-

nicht dem Verrosten durch die Feuchtigkeit der Bettung auszusetzen (Abb. 547 u. 548). Die seitlichen Längsträger müssen wegen der Zugänglichkeit der

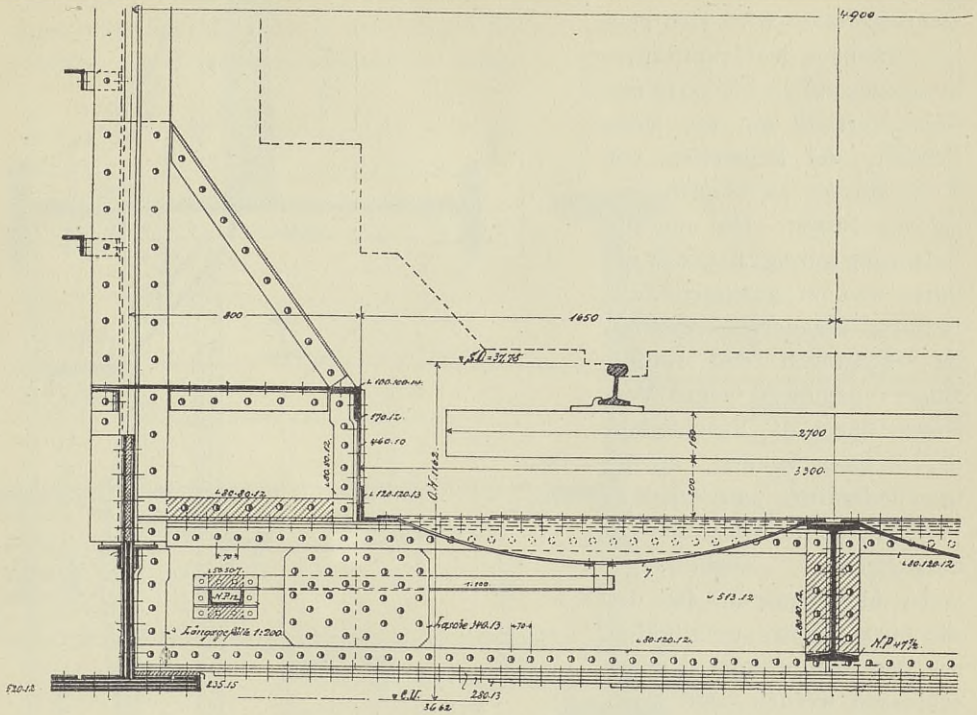


Abb. 546.

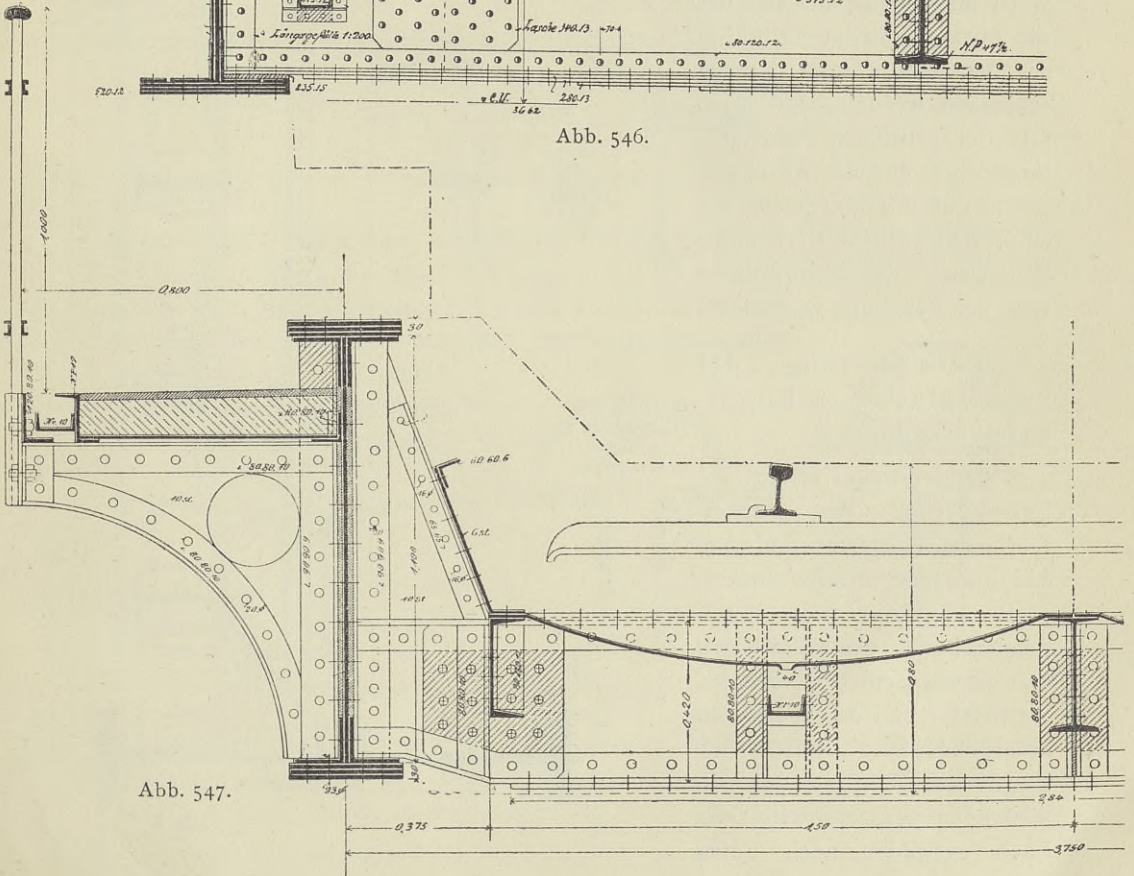


Abb. 547.

Hauptträger einen Mindestabstand von 35 cm von diesen haben. Bei 2,7 m langen Querschwellen wird sich eine Beschränkung des Hauptträgerabstandes auf 3,2 bis 3,0 m nur beim Verzicht auf die Möglichkeit, die Schwellen vor Kopf stopfen zu können, erreichen lassen. Da nun die Erfahrung gezeigt hat, daß ein guter und in gewissen Zeiträumen erneuerter Anstrich das Stegblech des Hauptträgers genügend gegen Verrosten durch die Feuchtigkeit der Bettung schützt, so ist man neuerdings, namentlich in Preußen, zu der in Abb. 549 dargestellten Ausbildungsweise übergegangen, bei der die Buckelplatten unmittelbar an den Hauptträgern angeschlossen werden. Mit Fortfall der seitlichen Fahrbahn­längsträger und der Abschlußbleche und mit dem geringeren Hauptträgerabstand ist natürlich eine Gewichtsverminderung der Fahrbahn verbunden.

Entwässerung der Buckelplatten. — Einzelentwässerung.

In der Regel erfolgt die Entwässerung der Buckelplattenfahrbahntafel dadurch, daß man jede einzelne Buckelplatte durch ein in ihrem tiefsten Punkte gestanztes Loch von 3 bis 4,5 cm Durchmesser entwässert und das Wasser in untergehängten Rinnen auf­fängt. Zur Führung des ab­fließenden Wassers wird das Loch entweder nach unten

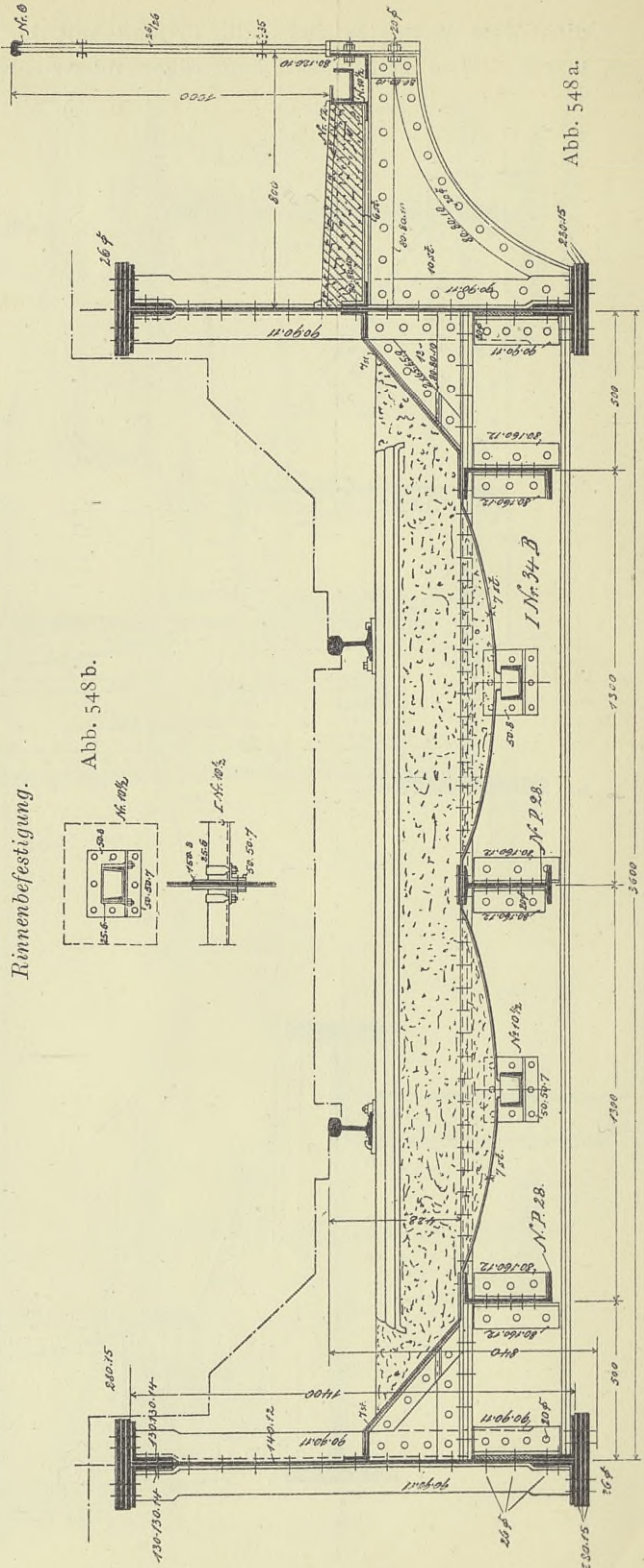


Abb. 548 a.

Abb. 548 b.

Rinnenbefestigung.

tüllenförmig aufgetrieben (Abb. 547) oder dort, wo die Rinnen tiefer liegen, ein Gasrohr mittels eines kreisförmig gebogenen Winkeleisens angenietet (Abb. 550) oder mittels eines Gewindes eingeschraubt. Das Loch wird gegen die Bettung durch eine durchlöchernte Haube

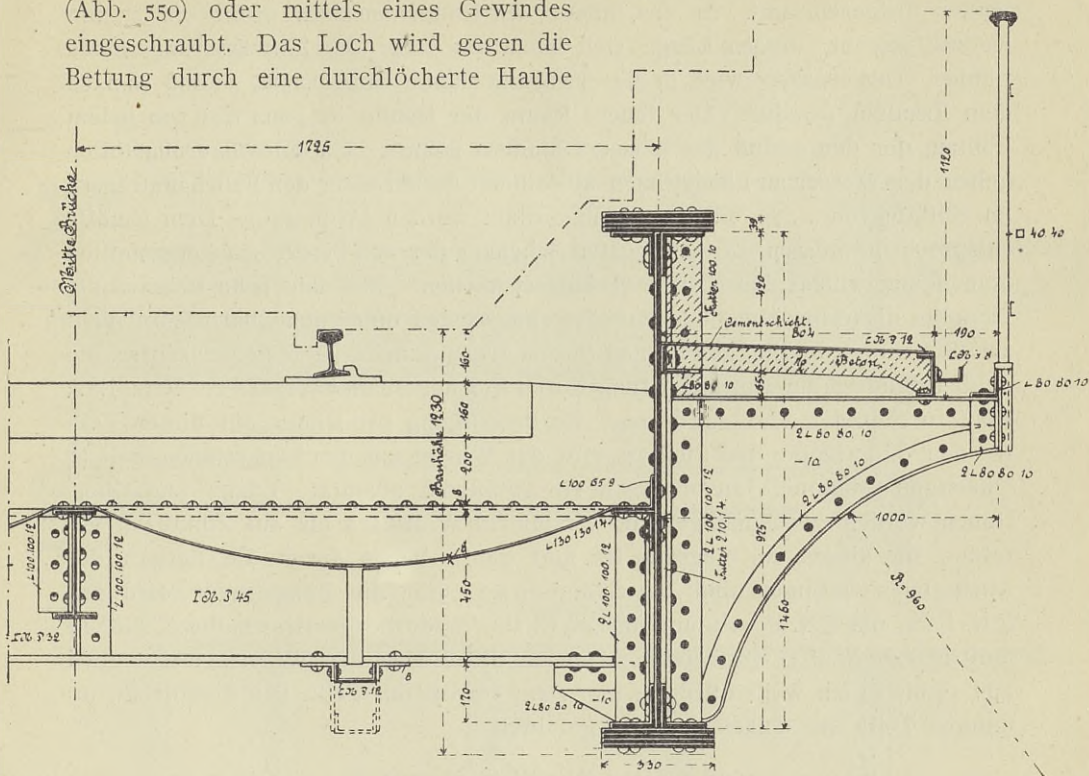


Abb. 549.

abgeschlossen (Abb. 545), welche bei Verwendung von Kies als Bettung mit größeren Steinen, die das Eindringen von Kies und Sand verhüten, umgeben wird. Von Jucho (Dortmund) ist eine zweckmäßige Verbindung der Kieshaube mit der Tropftülle angegeben worden (Abb. 551)¹⁾, durch die einerseits verhindert wird, daß sich die Haube

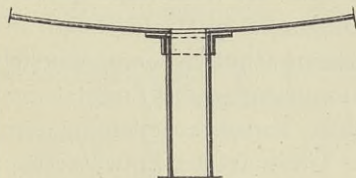


Abb. 550.

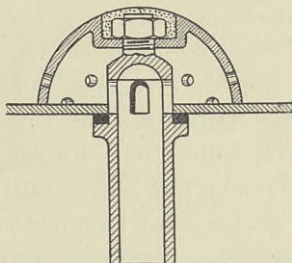


Abb. 551.

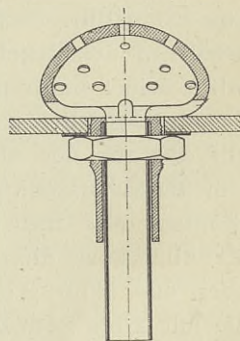


Abb. 552.

gelegentlich des Gleisstopfens oder infolge der durch die Fahrzeuge verursachten Bewegung der Bettung verschiebt, und anderseits die Tülle gut befestigt wird. Noch zweckmäßiger ist wohl die Entwässerungstülle System

¹⁾ D. R.-P. Nr. 203 508.

«Union» (Abb. 552)¹⁾. Die Haube wird mit ihrem unteren, mit einem Gewinde versehenen Ansatz durch das Entwässerungsloch gesteckt und mittels einer Mutter festgeschraubt. In das Innere des Haubenansatzes greift ein 25 mm weites Gasrohr, dessen Länge sich nach der Lage der Entwässerungsrinnen richtet. Das Gasrohr wird in die erwärmte Haube eingebracht, so daß es nach dem Erkalten festsetzt. Der innere Raum der Haube ist ganz frei von jedem Einbau, der den Abfluß des Wassers hindern könnte. Die Entwässerungsstüllen geben das Wasser an Längsrinnen ab, die am besten unter den Fahrbahnträgern im Gefälle von 1 : 80 bis 1 : 100 angeordnet werden (Abb. 549). Dem Gefälle entsprechend müssen die senkrechten Schenkel der aus Flacheisen hergestellten Befestigungswinkel der Rinnen verlängert werden. Wo eine sehr beschränkte Bauhöhe die Anordnung der Entwässerungsrinnen unter den Querträgern nicht zuläßt (Abb. 548), sind die Rinnen durch Aussparungen in den Querträgern, die an den Rändern der Durchdringung durch Flacheisen und Winkel zu verstärken sind, zu führen. Abb. 548b zeigt die Befestigung der Rinnen für diesen Fall. An den Widerlagern und Pfeilern wird das Wasser aus den Längsrinnen in einer Querrinne gesammelt, aus der es in ein Abfallrohr abstürzt. Längs- und Querrinnen werden zweckmäßiger aus verzinktem Walzeisen als aus Zinkblech gebildet, da dieses zu biegsam ist und daher leicht durch die Leitern der Anstreicher verbogen und beschädigt wird. Für die Längsrinnen wird das \square N. P. 12, das \square N. P. 10 $\frac{1}{2}$ und das \curvearrowright N. P. 7 $\frac{1}{2}$, für die Querrinnen das \square N. P. 14 und das \curvearrowright N. P. 11 verwendet. Die Abfallrohre an den Widerlagern werden aus 13 bis 14 cm weiten Rohren und zwar im oberen Teile aus Zinkblech-, im unteren Teile aus Gußeisenrohren gebildet.

Entwässerung über die Widerlager.

Mitunter werden die aus Buckelplatten gebildeten Fahrbahntafeln auch über die Widerlager entwässert (Abb. 553). Auf die Buckelplatten wird ein Zementkiesbeton aufgebracht, der an der schwächsten Stelle die Oberkante der Fahrbahntafel um 3 bis 4 cm überragen soll und mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltfilz, Pachytek oder dergleichen abgedeckt wird. Die Oberfläche erhält in der Regel eine Neigung von 1 : 50 in der Querrichtung nach der Mitte beider Buckelplatten hin und ein Längsgefälle von 1 : 50 bis 1 : 100 von der Brückenmitte nach beiden Seiten zu den Widerlagern. Das Wasser wird auf die aus der Abb. 553 zu ersehende Weise über die Widerlager geführt. Um die Schutzschicht aus Asphaltfilz vor Beschädigungen bei Gelegenheit des Stopfens oder auch durch spitze Steine im Schotter zu schützen, empfiehlt sich die Abdeckung dieser Schicht mit einem Rost aus flachgelegten Ziegelsteinen oder aus 2 bis 3 cm starken, mit Drahtnetzeinlage versehenen Betonplatten, die mit 2 bis 3 cm Zwischenraum verlegt werden. Diese Art der Entwässerung, die vor der Einzelentwässerung den Vorzug größerer Einfachheit hat, erhöht das Eigengewicht der Fahrbahn erheblich. Sie hat sich bei Stützweiten bis zu 15 m gut bewährt. Für größere Stützweiten ist ihre Anwendung deshalb nicht zu empfehlen, weil infolge der Längsneigung der Fahrbahnoberfläche das Gewicht der Fahrbahn und die erforderliche Bauhöhe zu große Werte annehmen.

¹⁾ D. R.-G.-M. Nr. 342 235. Konstruiert vom OBERINGENIEUR Metzler-Dortmund.

Um das über die Widerlager strömende Wasser schnell zum Versickern zu bringen, sind die Widerlagsmauern in ausreichender Stärke mit einer Hinter-

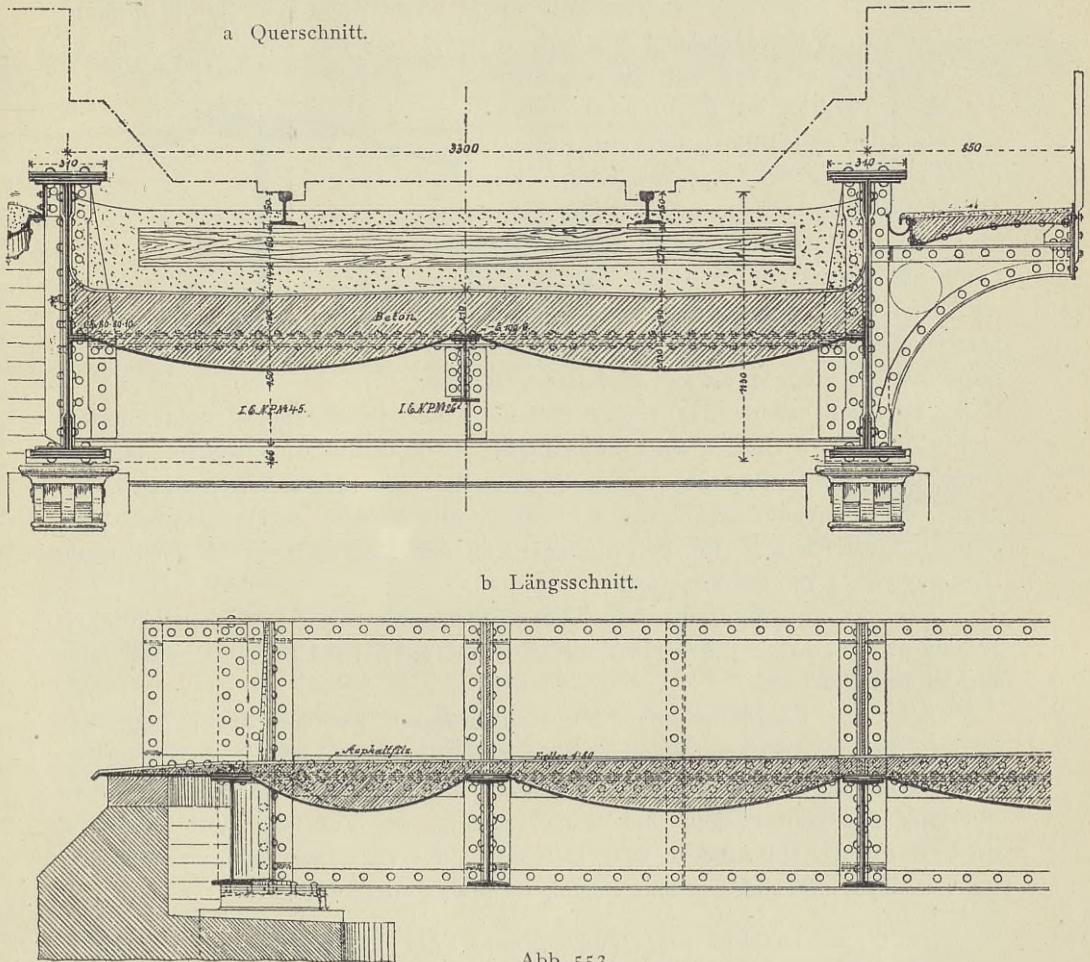


Abb. 553.

packung aus Gerölle, Ziegelbrocken oder grobem Steinschlag zu versehen. Von der Anordnung der Packung kann nur in solchen Fällen abgesehen werden, wo der Hinterfüllungsboden und der Untergrund aus so durchlässigen Stoffen bestehen, daß die Bildung

von Wasseransammlungen darin ausgeschlossen ist. Da in vereinzeltten Fällen infolge allmählicher Verschlammung der Hinterpackung nur eine mangelhafte Ab-

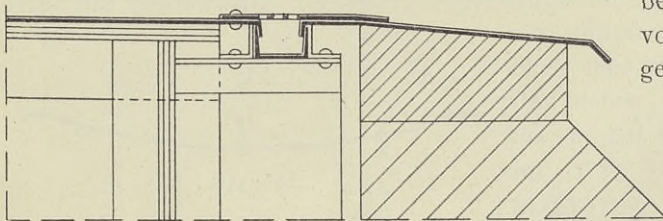


Abb. 554.

führung des Wassers erzielt worden ist, hat man auch das den Widerlagern zuströmende Wasser kurz vor diesen durch eine Querrinne abfangen (Abb. 554).

Die Wasserdichtigkeit der Fahrbahntafel.

Die Fahrbahntafel muß selbstverständlich mit Ausnahme an den für den Wasserabfluß bestimmten Stellen vollständig wasserdicht sein, damit die unter ihr liegenden Fahrbahnträger vor dem Wasser geschützt sind. Man kann bei der Einzelentwässerung der Buckelplatten die Wasserdichtigkeit dadurch erreichen, daß man die Befestigungsniete der Buckelplatten sehr eng setzt und verstemmt. Da

aber die Gefahr vorliegt, daß einzelne Nieten im Laufe des Betriebes lose werden, so verzichtet man besser ganz auf die teure, enge Nietteilung und erzielt die Wasserdichtigkeit dadurch, daß man die Ränder der Buckelplatten mit einem Asphaltbeton, einer Masse aus Asphalt und feinem

Kies, überklebt (Abb. 555). Zum Schutz gegen Beschädigung beim Stopfen und Richten der Gleise wird zweckmäßig oben in die noch weiche Asphaltbetonmasse ein Drahtgeflecht oder Streckmetall eingedrückt. Die ganze Oberfläche der Fahrbahntafel wird schließlich mit heißem Steinkohlenteer oder Asphalt gestrichen. Die Befestigungsniete der Buckelplatten können einen Abstand von 5 bis 6 *d* voneinander erhalten.

Bei der Entwässerung über die Widerlager wird die Wasserdichtigkeit der Fahrbahn durch die abdeckende Schicht aus Asphaltfilz, Pachytek oder dergleichen bewirkt.

Liegt die Fahrbahn über den Hauptträgern, wie bei der in Abb. 545 dargestellten Anordnung, so wird der Fußsteig in der Regel in die benachbarten Buckelplatten entwässert. Zu diesem Zweck wird die Ecke, die vom Obergurt der Hauptträger und dem Tragblech des Fußsteiges gebildet wird, am besten mit Asphaltbeton ausgefüllt. Von der Entwässerung der Fußsteige, die von der Fahrbahn getrennt liegen, ist später die Rede.

2. Fahrbahntafeln aus Tonnen- oder Hängeblechen.

Die Tonnenbleche bilden Teile von Zylinderflächen mit ebenen Rändern zur Auflagerung und Befestigung. Sie lassen sich im kalten Zustande biegen, nur die Ränder müssen im warmen Zustande gepreßt werden. Ihre Herstellungsweise ist daher erheblich billiger, als die der Buckelplatten. Die Pfeilhöhe *f* beträgt in der Regel $\frac{1}{10}$ der Stützweite *l* (Abb. 556). Sie werden mit ihrer Längsachse entweder parallel zur Längsrichtung der Brücke oder senkrecht dazu verlegt. Im ersten Fall liegen sie mit ihren Rändern auf den Längsträgern (Abb. 557), im zweiten Fall auf den Querträgern

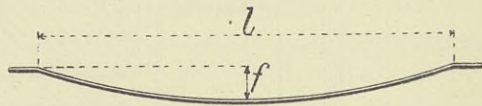


Abb. 556.

auf (Abb. 558).¹⁾ Der Abschluß ihrer offenen Seiten erfolgt am besten durch angenietete halbe Buckelplatten. Die Stärke der Tonnenbleche ist nicht unter 8 mm zu wählen.

¹⁾ Querschnitt durch den Viadukt der Berliner Hochbahn in der Bülowstraße.

Die Entwässerung wird durch Vergrößerung der Pfeilhöhe von den Enden des Tonnenbleches zur Mitte oder umgekehrt von der Mitte zu den Enden und durch Anordnung von Löchern in den tiefsten Punkten erzielt.

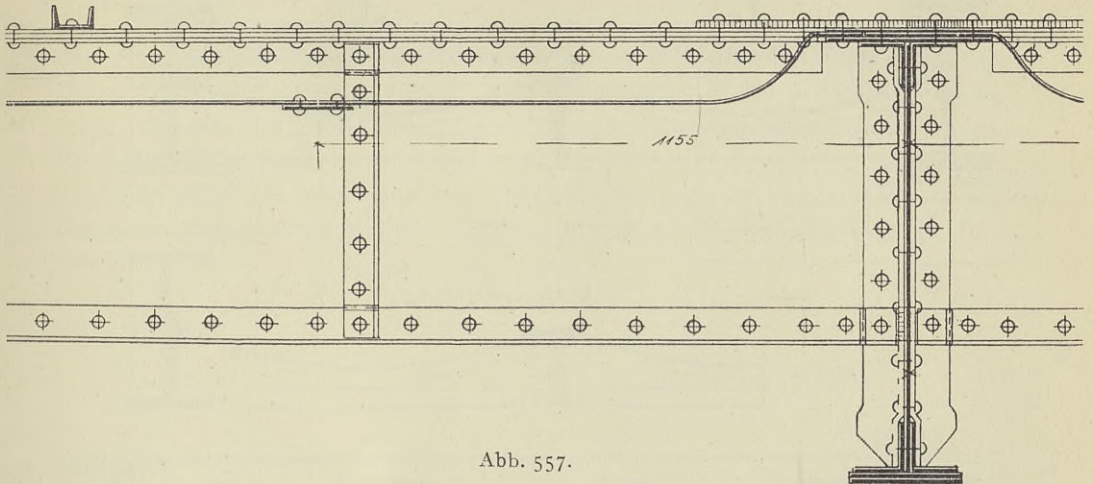


Abb. 557.

Über die Entwässerungslöcher und Tüllen gilt das bei den Buckelplatten hierüber Gesagte.

Mit Vorteil finden die Tonnenbleche bei kleineren Brücken mit oben liegender Fahrbahn Verwendung, bei denen sie unmittelbar auf den im Abstände von 1,5 bis 2 m liegenden Hauptträgern befestigt werden. Hierbei wird die Entwässerung in einfachster Weise über die Widerlager und derart bewirkt, daß durch Vergrößerung der Pfeilhöhe von der Mitte zu den Enden den Tonnenblechen ein zweiseitiges Längsgefälle gegeben wird.

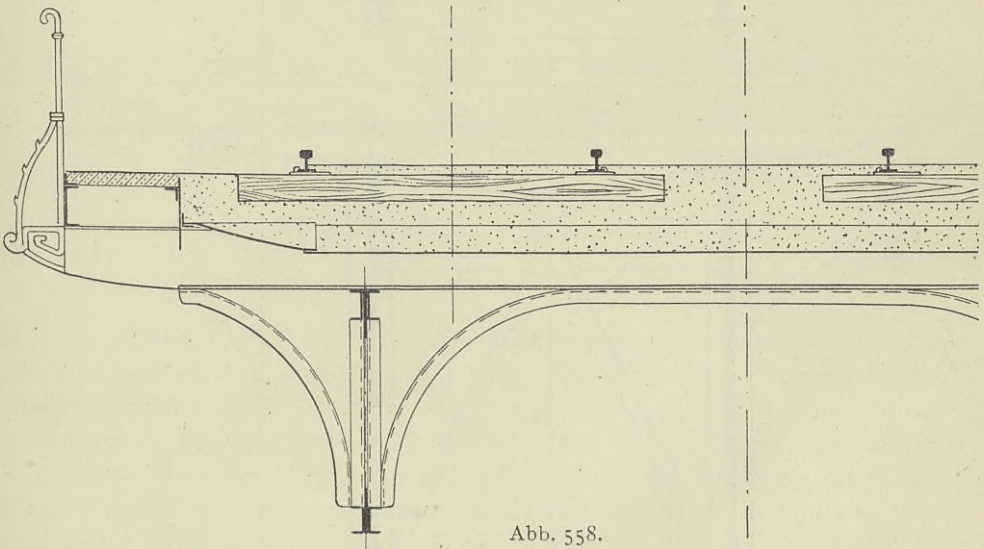
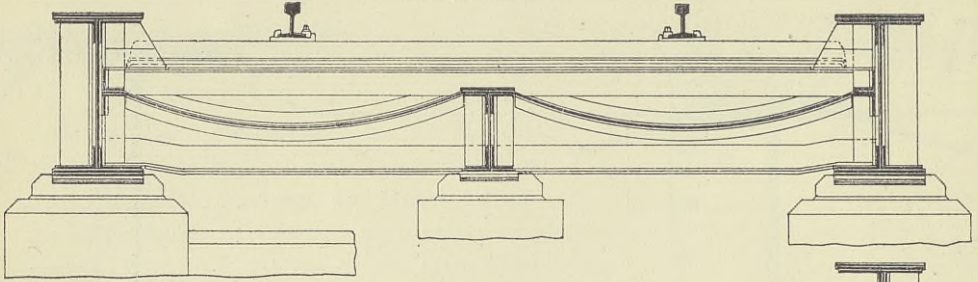


Abb. 558.

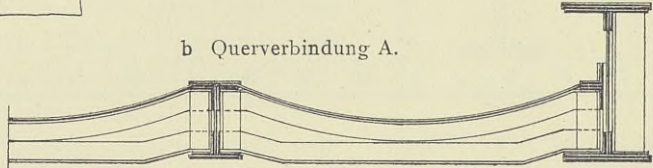
Eine Entwässerung der Tonnenbleche über die Widerlager zeigen auch die Musterentwürfe für Bahnsteigtunnel der preußischen Staatseisenbahnen (Abb. 559). Die Tonnenbleche haben von der Brückenmitte

ein Gefälle von 1:100 nach beiden Seiten, sie ruhen auf einem mittleren Längsträger und an den Hauptträgern auf. Der Längsträger findet seine

a Querschnitt.



b Querverbindung A.



c Längsschnitt.

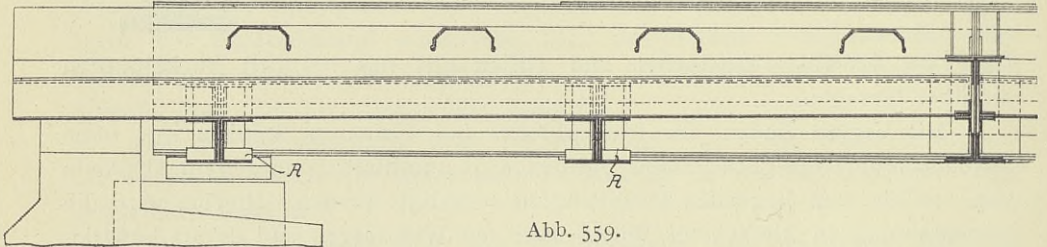


Abb. 559.

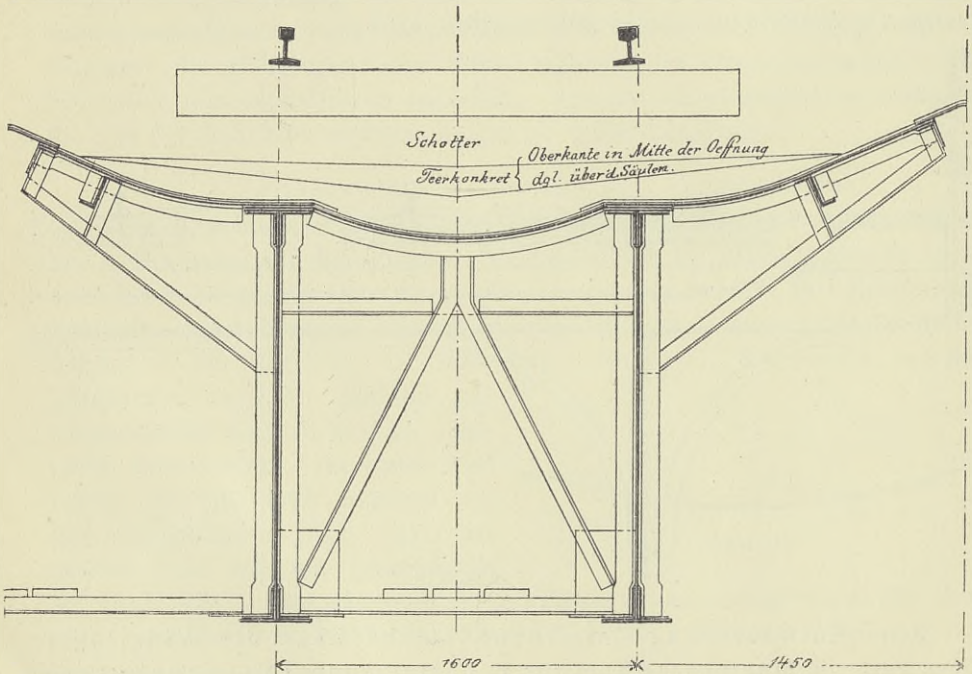


Abb. 560.

Unterstützung in der Brückenmitte auf einem Querträger und an den Enden auf je einem Lager. Die Hauptträger sind außer in der Mitte durch den Querträger noch an vier Stellen durch niedrige, unter den Tonnenblechen liegende Querverbindungen ausgesteift.

Die Entwässerung über die Widerlager kann auch bei wagerechter Lage der Tonnenbleche durch eine Betonausfüllung, die von der Mitte nach den Widerlagern an Stärke abnimmt, bewirkt werden. Eine solche Anordnung zeigt eine in der Abb. 560 dargestellte Ausführung der sächsischen Staatseisenbahnen.

Die Abb. 561 gibt eine vom Ingenieur Johann im Zentralblatt der Bauverwaltung, Jahrgang 1907, Seite 491 angegebene Fahrbahntafel mit

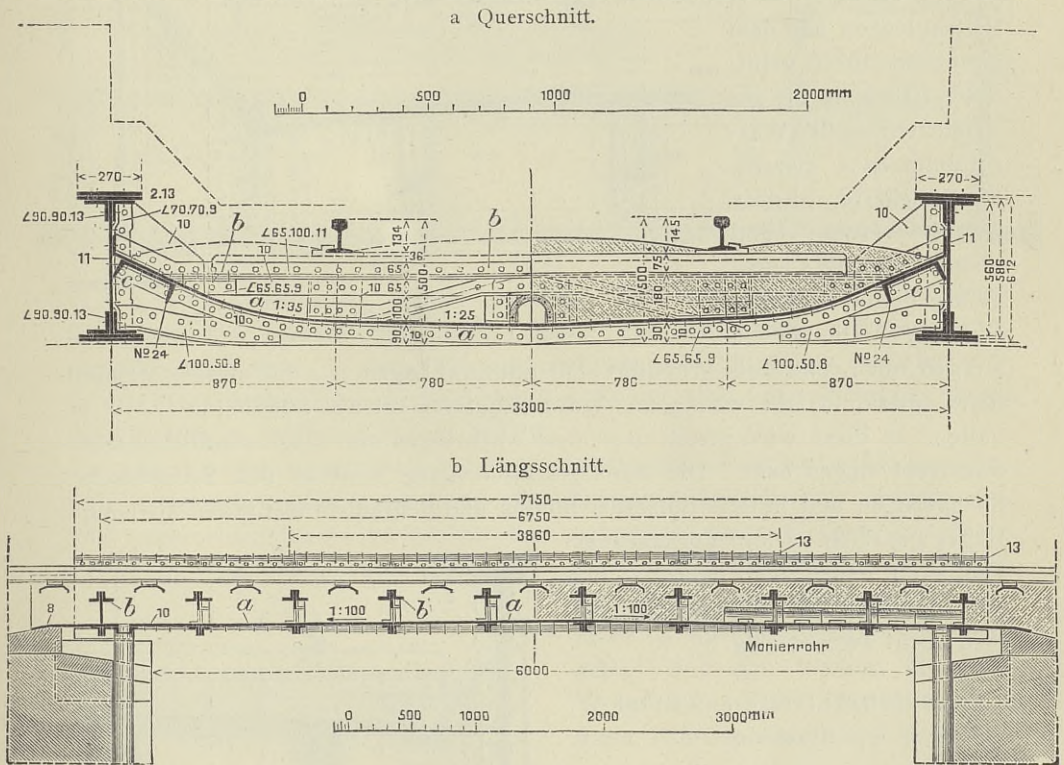


Abb. 561.

Hängeblechen wieder, bei der Längs- und Querträger ganz vermieden werden und eine sehr geringe Bauhöhe erzielt wird. Die Hängebleche werden an den Hauptträgern befestigt. Der durch die Hängebleche ausgeübte Horizontalschub wird durch die Steifen *b* und zwischen zwei Steifen durch \square -Eisen aufgenommen. Das Wasser wird der Mittelachse der Brücke durch die Wölbung des Hängebleches und durch ein zweiseitiges Gefälle des Hängebleches von der Mitte den beiden Widerlagern zugeführt. Wenn auch die Vorteile eines geringen Gewichtes, einer guten Entwässerung und namentlich einer kleinen Bauhöhe nicht zu verkennen sind, so haften dieser Fahrbahnausbildung doch Nachteile an, die gegen ihre Verwendung sprechen. Die Steifen *b*, die sehr wichtige

Glieder der Tragkonstruktion bilden, liegen in der Bettung und sind daher dem Verrotten ausgesetzt, umso mehr, als Beschädigungen des schützenden Anstriches durch das Stopfen der Schwellen nicht zu vermeiden sind. Das Stopfen ist außerdem durch die Steifen *b* sehr erschwert und läßt sich wohl kaum sachgemäß ausführen.

Fahrbahntafeln aus Tonnenblechen, die nach oben gewölbt sind, und aus ebenen Seitenblechen verwendet die sächsische Staatseisenbahn sehr häufig bei ihren Brücken (Abb. 562). Die 8 mm starken Bleche werden durch die entsprechend gestalteten Querträger und die radial gestellten Längsträger gestützt. Das gewölbte Blech ist mit den Seitenblechen durch Winkel $100 \cdot 100 \cdot 10$ verbunden. Das Wasser wird den von den

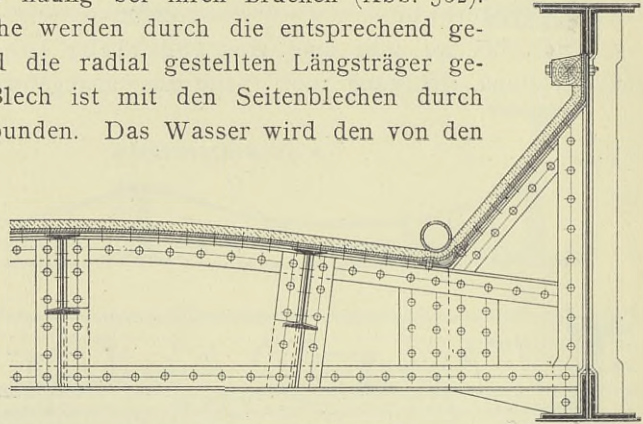


Abb. 562.

Seitenblechen und dem gebogenen Blech gebildeten Ecken, in die zur Erleichterung des Wasserabflusses eiserne, durchlöchernte Rohre gelegt werden, und weiter durch ein Längsgefälle dem Widerlager zugeführt. Die Bleche

werden mit Leinölfirnis grundiert und mit zwei Lagen je 4 mm starken Asphaltfilzes überklebt, die eine 3 cm starke Schutzschicht aus Sandbeton (1:10) erhalten. In diese wird gleich nach dem Aufbringen eine Lage rundlicher Oberbaukiesel eingedrückt. Die Asphaltfilzabdeckung wird an den Seitenblechen hochgezogen und mittels hölzerner Bohlen und Schrauben fest gegen die Hauptträger gedrückt. Diese Vorkehrungsmaßregeln gegen den Rostangriff und zur Erzielung der Wasserdichtigkeit sind recht zweckmäßig.

3. Fahrbahntafeln aus Flachblechen.

Nach ähnlichen Gesichtspunkten wie die eben geschilderte Fahrbahn ist die vom Ingenieur Johann erfundene und von der Königlichen Eisenbahndirektion Altona verbesserte Fahrbahntafel aus Flachblechen ausgebildet (Abb. 563).

Die Flachbleche sind dachförmig mit einer Querneigung von 1:30 angeordnet und werden von den Querträgern und den Längsträgern gestützt. Die Querträger sind so gestaltet, daß an beiden Seiten die aus \square -Eisen gebildeten Entwässerungsrinnen Platz finden, in die das Wasser infolge der zweiseitigen Querneigung der Fahrbahntafel einströmt. Durch ein Längsgefälle wird es den Widerlagern zugeführt.

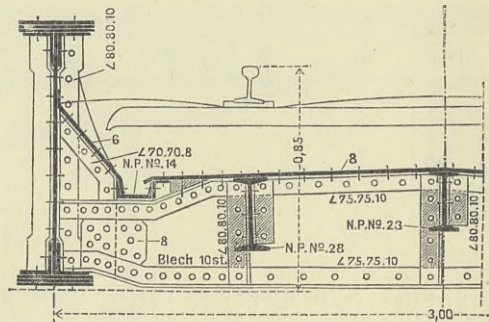
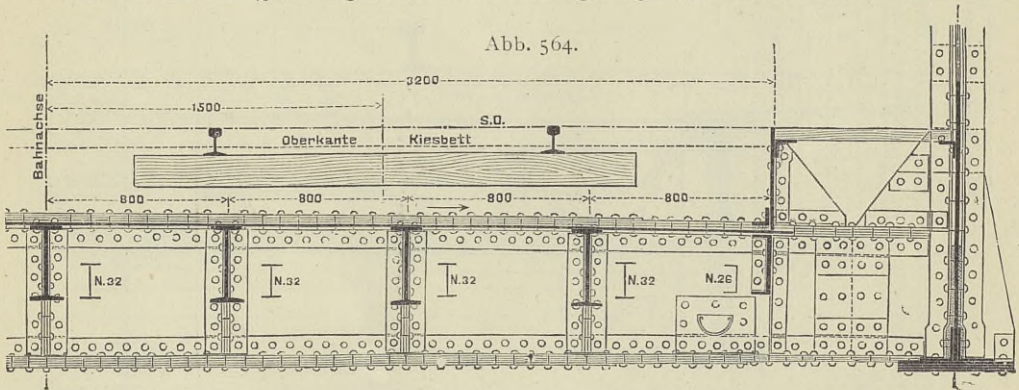


Abb. 563.

Als Vorteile dieser Fahrbahnordnung werden gute Entwässerung und frostfreie Lage der Wasserrinnen angeführt.

Dachförmige Flachblechfahrbahntafeln, jedoch mit anderer Entwässerung als bei der eben angeführten Ausbildungsweise, sind in Süddeutschland vielfach ausgeführt worden. Die Brückenbauanstalt Gustavsburg hat eine solche Fahrbahntafel auch bei der Überführung der Berliner Hochbahn über die Anhalter Bahn zur Ausführung gebracht (Abb 564). Die Flachbleche werden von den Querträgern und den Längsträgern, die in einem Abstand



von 0,80 m voneinander liegen, gestützt. Sie sind unter die Gurtplatten der Querträger genietet und dürften daher nur mit großen Schwierigkeiten auszuwechseln sein. In der Nähe der seitlichen Abschlußträger befinden sich in den Flachblechen Löcher, durch die das Wasser zwei untergehängten, durch die Querträger geführten Rinnen zufließt.

Die bayerische Staatsbahn wendet die Flachblechfahrbahntafeln vielfach bei den sogenannten «Bahnbrücken mit Kieskasten» an (Abb. 565). Die wagerechten Bleche bilden mit den senkrechten Seitenblechen, mit denen sie durch Winkeleisen verbunden sind, einen Kasten. Sie erhalten kein Quer-

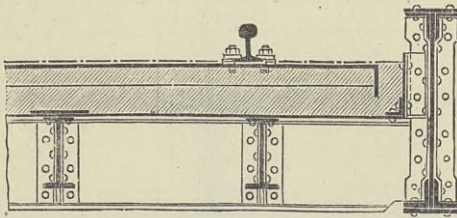


Abb. 565.

gefälle, die ganze Brücke wird vielmehr in ein Längsgefälle von 1 : 100 gelegt und das Wasser über das Widerlager geführt. Bisher hat sich diese Fahrbahnordnung dem Vernehmen nach gut bewährt.

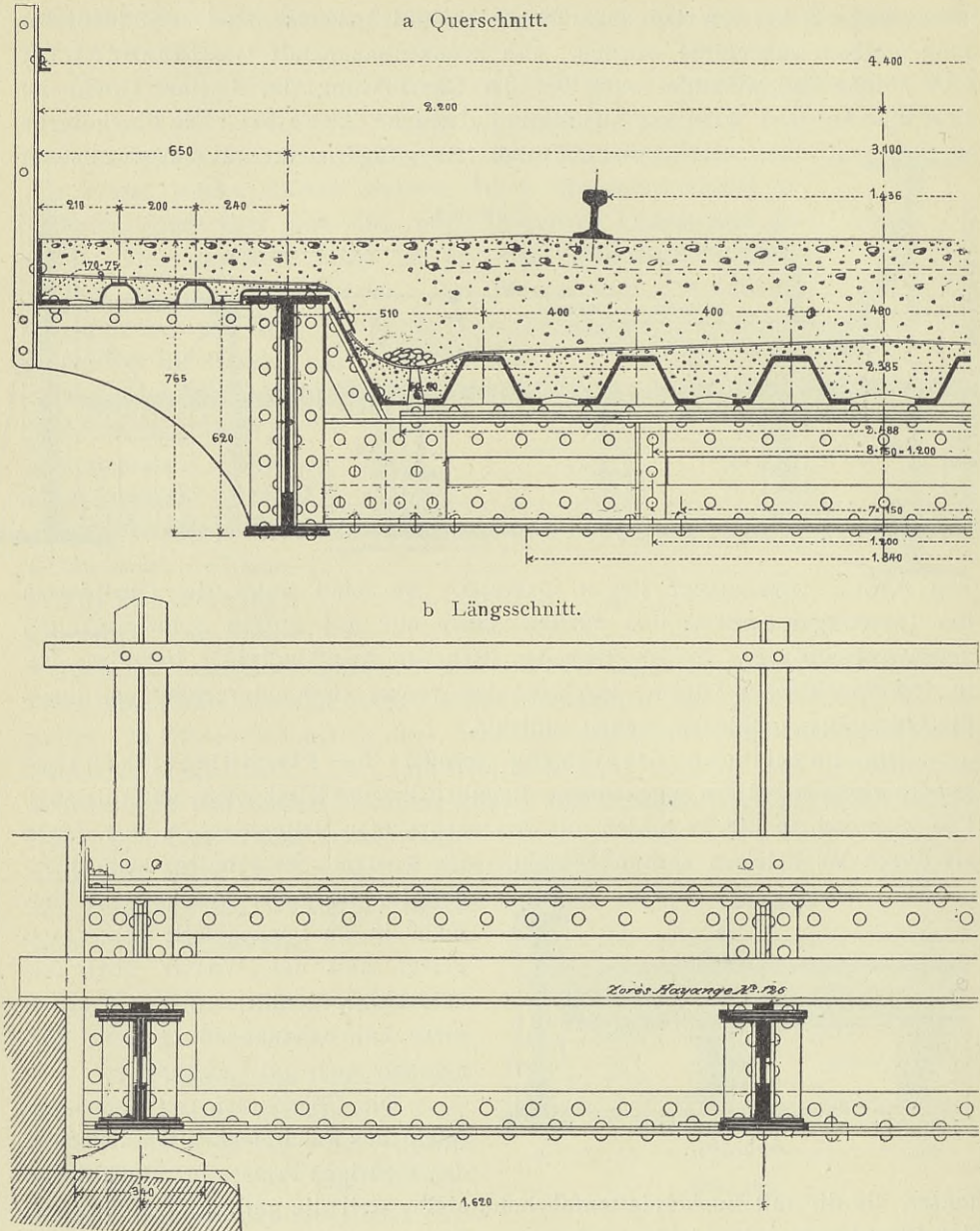
Die Überbauten mit Fahrbahntafeln aus Flachblechen werden trotz des niedrigen Preises für Flachbleche teurer, als die mit Buckelplattenfahrbahntafeln, weil die geringe Tragfähigkeit der Flachbleche eine bedeutend engere Stellung der Fahrbahnträger als für Buckelplatten erfordert.

4. Fahrbahntafeln aus Belageisen.

Diese Fahrbahntafeln sind namentlich auf der Schweizerischen Nordostbahn ausgeführt worden.

Bei dem in der Abb. 566 dargestellten Überbau sind die Belageisen auf den 1,62 m voneinander entfernt angeordneten Querträgern mittels eines

50 · 19 mm starken Druckstückes, das mit der obersten Gurtplatte versenkt vernietet ist, zentrisch gelagert. Die Belageisen sind mit dem Druckstück durch Stiftschrauben verbunden. Eine dachförmig gestaltete Betonschicht mit wasser-



dichter Abdeckung aus Asphalt überdeckt die Belageisen. Ein seitliches Abschlußblech und eine Blechhaube schützen den Hauptträger gegen die Bettung. Sämtliche Teile der Tragkonstruktion sind somit gegen die Bettung abgeschlossen. Das Wasser strömt den seitlichen Vertiefungen in der Betonschicht zu und wird hier durch Aussparungen im Beton abgeführt.

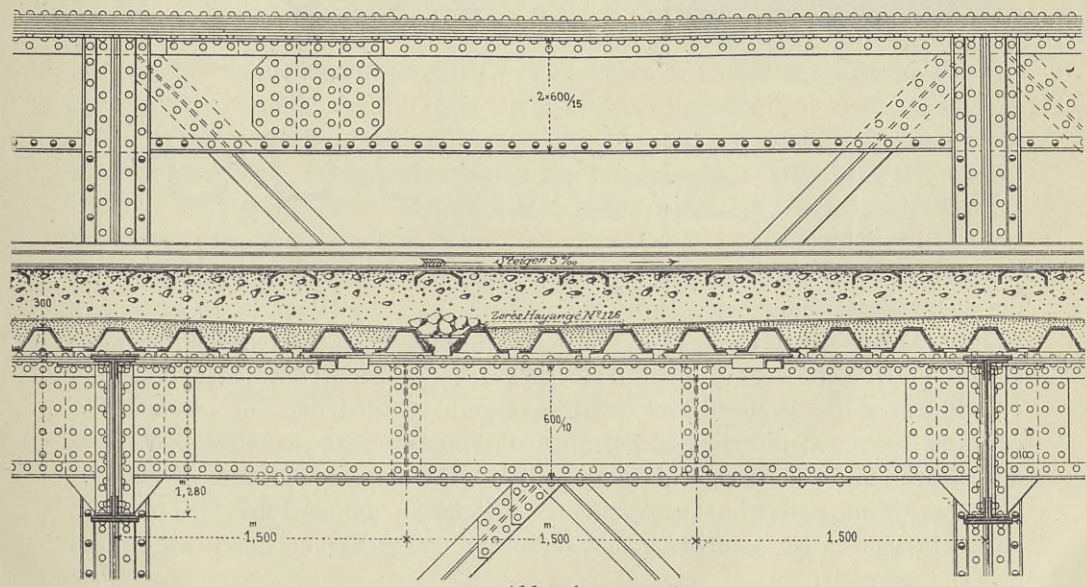
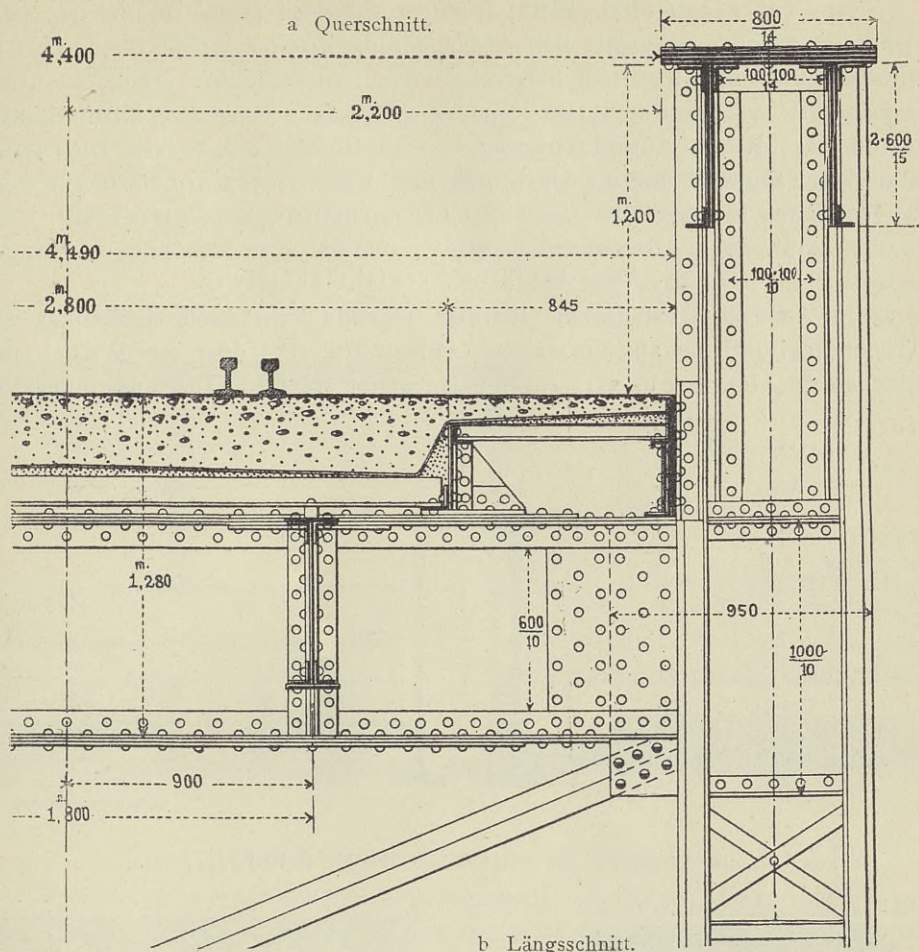


Abb. 567.

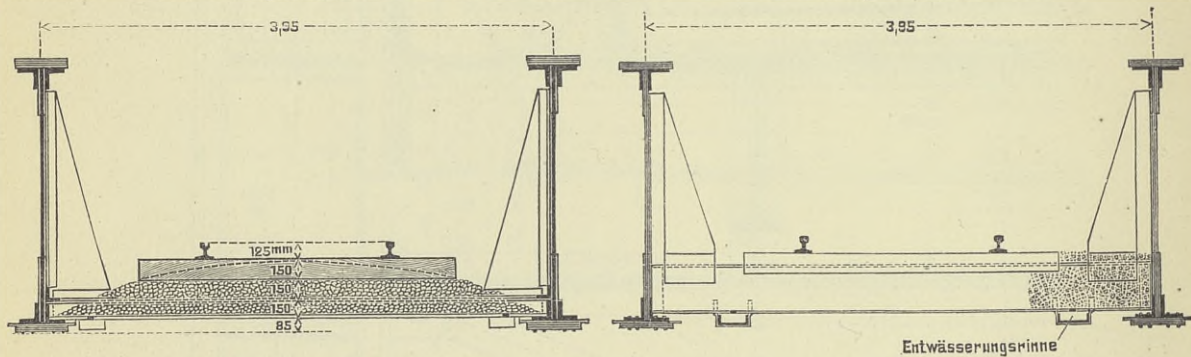
Bei der großen Rheinbrücke bei Eglisau (Abb. 567) ist die Fahrbahntafel durch quergelegte Belageisen gebildet worden. Jedes Belageisen ist mit zwei über seinen ganzen Fuß reichenden Druckstücken vernietet und mit diesen auf die Längsträger lose aufgelegt worden, während es an den Seiten mit den seitlichen Abschlußträgern fest vernietet worden ist. Die Betonabdeckung zeigt wieder die Dachform und hat von jedem Querträger nach beiden Seiten Längsgefälle. Sieh den Längsschnitt in Abb. 567b.

5. Amerikanische Trogfahrbahntafel.

In Amerika wird die die Bettung tragende Fahrbahntafel vielfach aus Trögen gebildet, die aus Formeisen (Abb. 568 u. 569) oder aus Winkel- und Flacheisen (Abb. 570 u. 571) zusammengenietet werden. Die Anordnung von

a Querschnitt.

a Querschnitt.



b Längsschnitt.

b Längsschnitt.

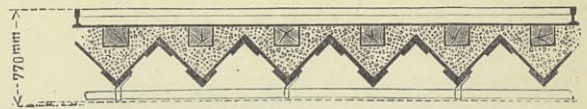
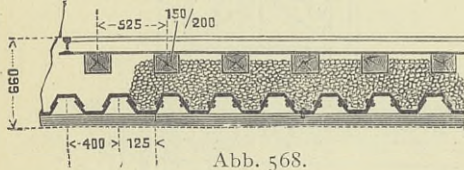


Abb. 568.

Abb. 570.

Längs- und Querträgern ist in diesem Falle entbehrlich. Die Schwellen werden entweder über die Oberkante der

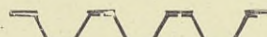


Abb. 569.

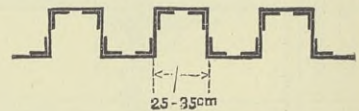


Abb. 571.

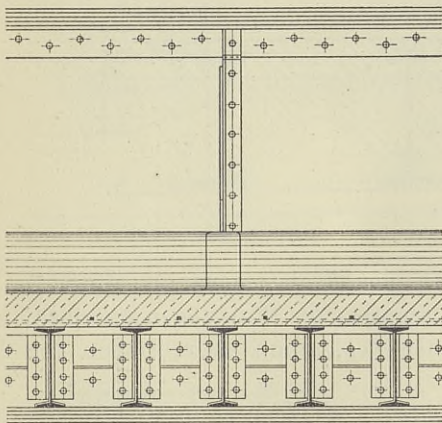
Tröge (Abb. 568) oder in die Tröge (Abb. 570) gelegt. Jeder Trog muß einzeln entwässert werden, was dadurch geschehen kann, daß jeder Trog mit einseitigem oder zweiseitigem Gefälle ausgeführt wird oder in jedem Trog eine mit Neigungen versehene Betonausfüllung eingebracht wird. Werden die Schwellen in die Tröge hineingelegt, so wird das Stopfen sehr erschwert, und es dürfte sich wohl eine tadellose Gleislage auf der Brücke nicht erhalten lassen. Auch sind die Tröge selbst der Beschädigung durch die Stopfhacken ausgesetzt.

d) Fahrbahntafeln aus Beton mit Eiseneinlagen.

Man ist sich in Amerika der Nachteile der Trogfahrbahntafel wohl bewußt und ist daher neuerdings zu Fahrbahntafeln aus Beton mit Eiseneinlagen (Abb. 572) übergegangen. Über die in geringem Abstände voneinander liegenden Querträger ist eine Eisenbetondecke gespannt, die selbstverständlich mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltfilz oder dergleichen abgedeckt werden muß. Die Entwässerung wird am besten über die Widerlager bewirkt. Die Amerikaner glauben hierin das Muster einer Fahrbahntafel gefunden zu haben.

Die Erfahrung muß aber erst lehren, ob die Eisenbetondecke bei starkem Verkehr die auf sie gesetzten Hoffnungen erfüllen wird.

Längsschnitt.



Querschnitt.

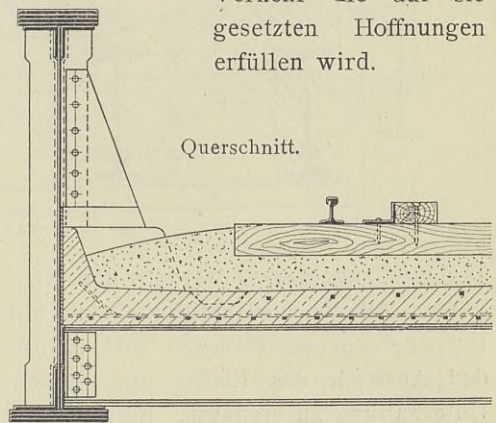


Abb. 572.

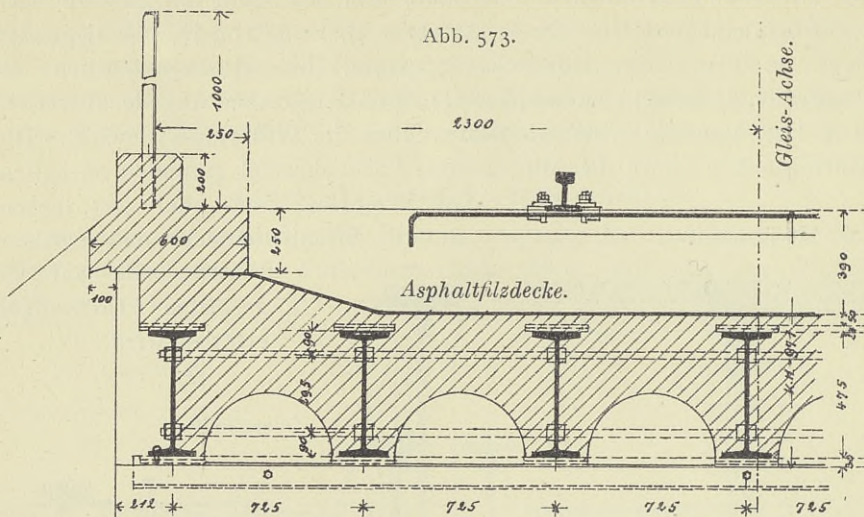
e) Fahrbahntafeln aus Walzträgern mit Betonkappen.

Es ist noch einer Bauweise Erwähnung zu tun, die in Bayern und neuerdings auch in Preußen vielfach Anwendung gefunden hat. Bei kleineren Bauwerken bis zu 12 m Stützweite wird mit wirtschaftlichem Vorteil der ganze Überbau aus parallel zur Längsachse liegenden Walzträgern mit dazwischen gestampften Betonkappen hergestellt. Der Beton wird bei der Berechnung der erforderlichen Profile der T-Träger nicht als mittragender Teil angesehen. Die Abb. 573 zeigt einen solchen Überbau der Bayerischen Staatseisenbahn. Als Vorteile gegenüber reinen Eisenbauten werden angeführt: Einfaches Entwerfen, einfache Herstellung ohne Inanspruchnahme einer Brückenbauanstalt, geringere Baukosten bis etwa 12 m Lichtweite. Die Bewehrung ist nach den Erfahrungen, die allerdings noch nicht seit langem vorliegen, gut. Das Betonmischungsverhältnis ist in der Regel 1:4:6. Um das erhebliche Eigengewicht herabzumindern, wird auch vorgeschlagen, ein Mischungsverhältnis von 2 Teilen

Zement : 5 Teilen Sand : 5 Teilen $\frac{\text{Bimskies im Zugteil}}{\text{Basaltsplitt im Druckteil}}$ zu verwenden.

Die Wasserdichtigkeit der Fahrbahn wird durch eine auf die Oberfläche der Betondecke geklebte Asphaltfilzschicht bewirkt. Gegen Beschädigung beim Stopfen und Richten der Gleise ist die Asphalttschicht mit einer Ziegelflachsicht oder mit 2 bis 3 cm starken Eisenbetonplatten zu bedecken. Die Entwässerung geschieht stets über die Widerlager durch Anwendung von

beiderseitigem Längsgefälle von der Brückenmitte zu den Widerlagern, bei sehr beschränkter Bauhöhe unter Zuhilfenahme von Mulden, die zwischen den



Trägern angeordnet werden und sich nach den Widerlagern zu vertiefen (Abb. 574). Es wird empfohlen, die unteren Flansche der Walzträger mit einem Drahtgeflecht zu versehen und darüber einen Zementputz aufzubringen, um den Anstrich des Eisens und dessen Unterhaltung zu ersparen. Eine gerade

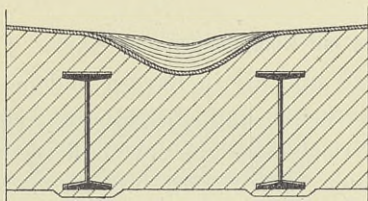


Abb. 574.

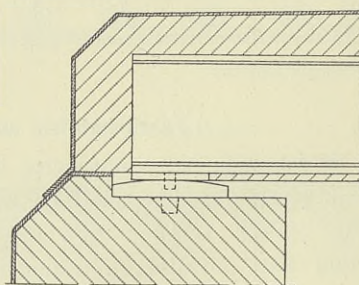


Abb. 575.

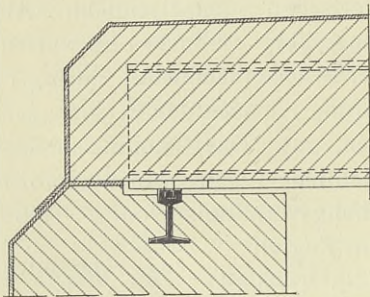


Abb. 576.

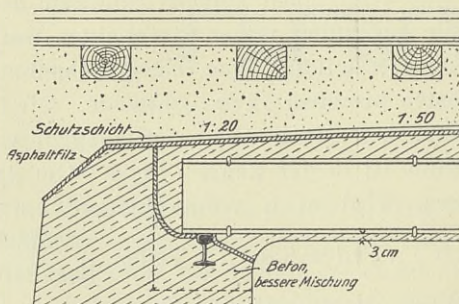
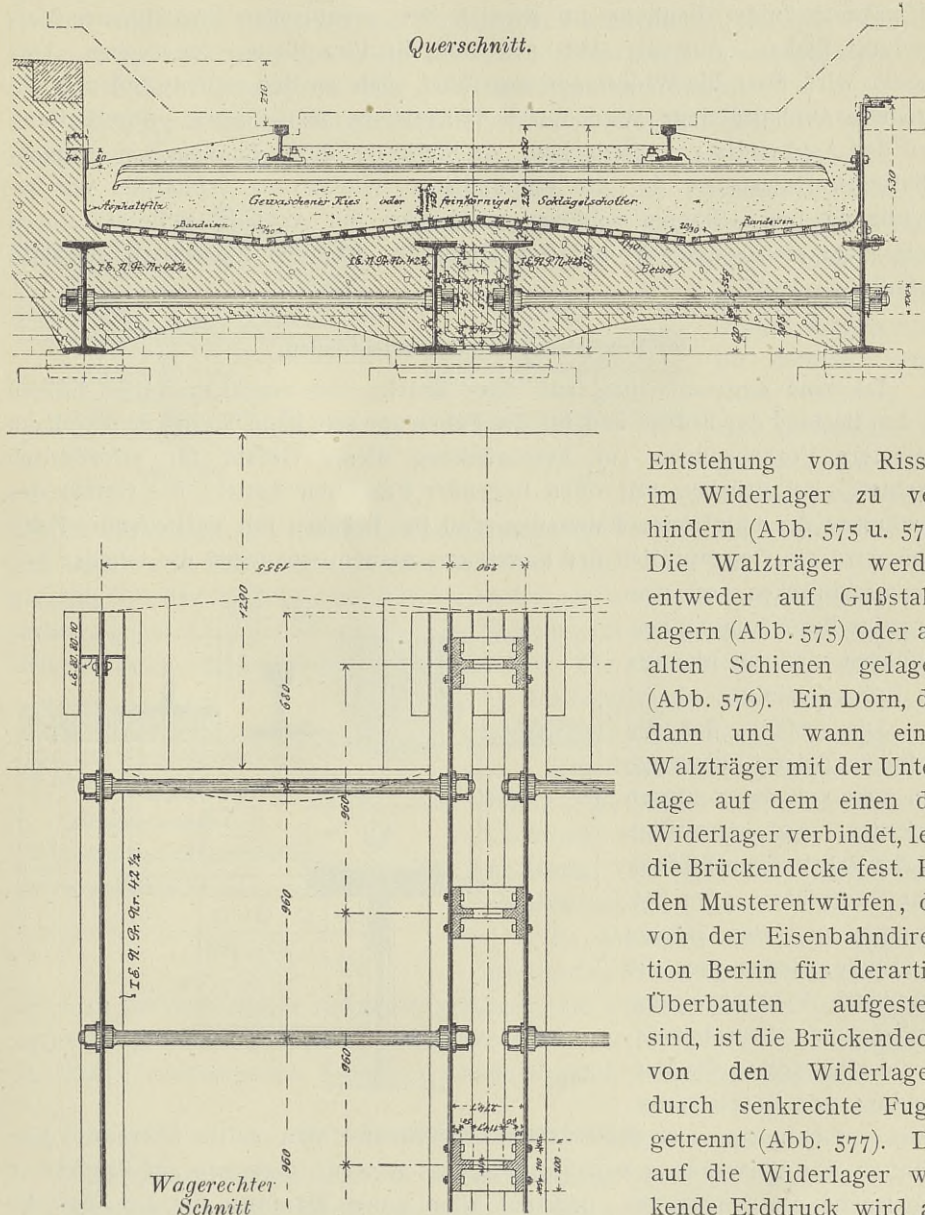


Abb. 577

untere Begrenzung der Decke (Abb. 574) ist in der Herstellung einfacher, als die Aussparung von Kappen (Abb. 573), erhöht allerdings das Gewicht. Um die Stärke der Decke und damit die erforderliche Bauhöhe und das Eigen-

gewicht der Decke herabzumindern, empfiehlt sich die Verwendung von breitflanschigen Differdinger I-Trägern. Die Brückendecke ist zweckmäßig durch eine Asphalt-schicht von dem Widerlager zu trennen, um die



Belastungsversuche haben ergeben, daß die Belastung eines Gleises auf die Breite von 3,5 m für die Berechnung als gleichmäßig verteilt angenommen werden kann.

Erwähnung verdienen auch die Musterentwürfe für Bahnsteigtunnel, die bei unbeschränkter Bauhöhe im Bereich der preußischen Staatsbahnen Verwendung finden. Aus der Abb. 578 sind die Einzelheiten zu ersehen. Das Wasser wird über die Widerlager abgeführt. Die an den Seitenwänden hochgezogene Asphaltfilzlage wird durch Winkeleisen festgehalten. Die Bettung muß den Asphaltfilz ganz bedecken. An Stelle des durch Bandeisen zusammengehaltenen Holzrostes, der die empfindliche Schicht aus Asphaltfilz vor Beschädigung beim Stopfen schützen soll, wird der Asphaltfilz besser durch 2 bis 3 cm starke Eisenbetonplatten abgedeckt, weil der Lattenrost sehr bald verfault.

e) Entgleisungsschutzvorrichtungen.

Da eine Zugentgleisung auf einer Brücke von verhängnisvollen Folgen für den Bestand der Brücke und für die Fahrzeuge sein kann, so hat man vielfach besondere Vorkehrungen zur Beschränkung dieser Gefahr für erforderlich erachtet. Bei Brücken mit oben liegender Fahrbahn besteht die Gefahr des Abstürzens der entgleisten Fahrzeuge, und bei Brücken mit tiefliegender Fahrbahn wird ein Gegenprallen der Fahrzeuge, namentlich gegen die Glieder von Fachwerkbrücken, oft eine derartige Beschädigung herbeiführen, daß ein Einsturz der Brücke erfolgt.

Die Gefahr, daß die Räder entgleister Fahrzeuge sich weit von den Schienen entfernen, liegt namentlich bei der Fahrbahnausbildung ohne Durchführung der Bettung vor, und zwar infolge der Stöße, denen hier die entgleisten Fahrzeuge ausgesetzt sind. Man hat daher im allgemeinen die Verwendung von Entgleisungsschutzvorrichtungen auf diesen Fall beschränkt.

Man sollte überhaupt hinsichtlich der Verwendung von Entgleisungsschutzvorrichtungen auf Brücken in Anbetracht des Umstandes, daß auf allen hohen Dämmen für die Züge die Gefahr des Abstürzens vorliegt und hier von derartigen Schutzvorrichtungen Abstand genommen wird, nicht zu ängstlich sein.

Die Entgleisungsschutzvorrichtungen bestehen entweder aus Zwangsschienen oder Leitschienen. Die ersteren liegen sehr nahe an den Laufschiene und sollen durch die Führung des Radflansches eine Entgleisung verhindern. Die Anordnung von Zwangsschienen hat jedoch insofern Bedenken, als in den

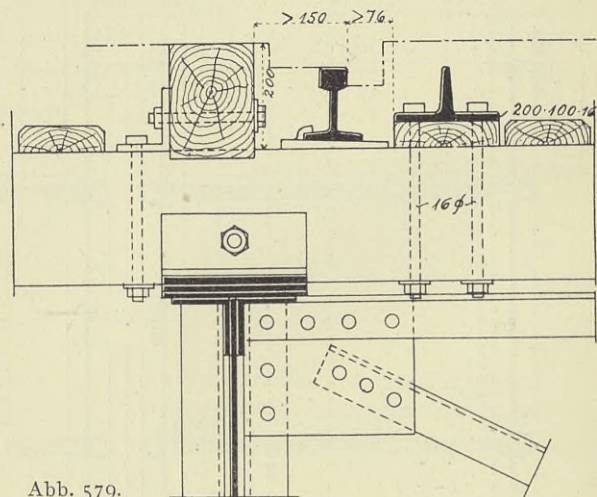


Abb. 579.

engen Zwischenraum zwischen Zwangs- und Laufschiene Gegenstände hineingeraten und unter Umständen eine Entgleisung herbeiführen können. In diesem Falle verfehlen die Zwangsschienen nicht nur ihren Zweck, sondern werden sogar die Ursache der Entgleisung. Die Leitschienen dienen lediglich den Rädern entgleister Fahrzeuge zur Führung und hindern sie, sich weit von den Schienen zu entfernen. Sie sollen so weit von den Laufschiene abliegen, daß die Räder der Fahrzeuge in dem Zwischenraum Platz haben.

Abb. 579 zeigt die Entgleisungsschutzvorrichtung der preußischen Staatsbahnen, die nach den Vorschriften auf den Brücken in Krümmungen von weniger als 500 m Halbmesser und auf größeren Brücken mit oben liegender Fahrbahn, über die die Bettung nicht durchgeführt wird, angeordnet werden muß.

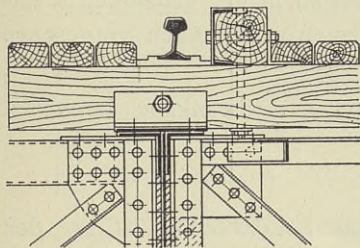


Abb. 580.

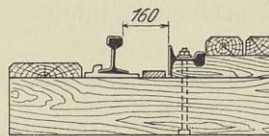


Abb. 581.

Zu beiden Seiten jeder Schiene ist eine Leitschiene angebracht, die äußere besteht aus einem

Balken, die innere aus einem \perp -Eisen, das neben der Führung durch den Steg dem entgleisten Fahrzeug eine gute Lauffläche bietet. In Abb. 580 ist die Entgleisungsschutzvorrichtung der Reichseisenbahnen von Elsaß-Lothringen zur Darstellung gebracht. Hier ist nur an jeder Schiene eine innere, aus einem armierten Balken bestehende Zwangsschiene vorgesehen. Die Abb. 581 veranschaulicht die

bei den österreichischen Staatsbahnen gebräuchliche Ausbildung der Leitschienen.

Die Schutzvorrichtungen erhöhen das Eigengewicht der Fahrbahn beträchtlich und erschweren das Auswechseln von schadhaft gewordenen Brückenbalken.

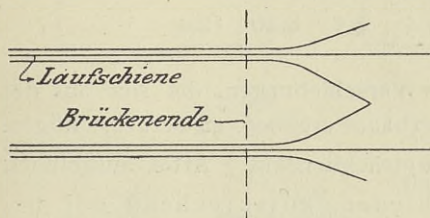


Abb. 582.

Es empfiehlt sich, auf dem angrenzenden Bahnkörper die inneren Leitschienen zu einer Spitze zusammenzuführen, die äußeren Leitschienen dagegen nach außen abzubiegen, damit die Räder etwa schon vor der Brücke entgleister Fahrzeuge wieder in die Nähe der Schienen geführt werden (Abb. 582).

d) Schienenauszugsvorrichtungen.

Die Balkenbrücken erleiden an ihren beweglichen Auflagern infolge der Wärmeschwankungen Verschiebungen, an denen auch die Fahrbahn teilnimmt. Sind nun die Schwellen unverschieblich gegen die Fahrbahnträger festgelegt, was z. B. bei der Befestigungsart nach Abb. 515 und Abb. 519 und auch bei Durchführung der Bettung der Fall ist, so nehmen alle Stoßlaschen, die mit den Schwellen in fester Verbindung stehen, an der Bewegung des Überbaues teil. Die Schienen können sich gegen die Laschen nur um das Maß verschieben, das der Ausdehnung einer Schiene entspricht. Bei allen größeren Brücken, bei

denen die Verschiebung infolge der Wärmeschwankungen einen großen Wert annimmt, müssen also Vorrichtungen zwischen den Schienen der Brücke und den Schienen des anschließenden Bahnkörpers bzw. zwischen den Schienen zweier aneinander grenzenden Überbauten, die sich gegenseitig bewegen, angeordnet werden, die eine Verschiebung der Schienen gestatten, dabei aber die Räder ohne erheblichen Stoß und sicher über diese Stelle führen.

Sind die Schwellen nur durch Hakenschrauben (Abb. 517), die eine Verschiebung der Schwellen gegen die Fahrbahnträger gestatten, oder dergleichen an die Fahrbahnträger geklemmt, so sind Auszugsvorrichtungen entbehrlich. Bei verschiedenen größeren Brücken, deren Schwellen in der genannten Weise befestigt sind und bei denen keine Schienenauszugsvorrichtungen vorgesehen sind, haben sich keine Anstände gezeigt.

Das Maß der Verschiebung infolge Temperaturschwankung berechnet sich nach der Gleichung:

$$\Delta l = \varepsilon \Delta t \cdot l,$$

worin der Ausdehnungskoeffizient des Flußeisens $\varepsilon = 0,0000118$ ist, Δt den Wärmeunterschied und l die Länge des Überbaues bedeutet. Rechnet man mit einer mittleren Aufstellungstemperatur von $+10^{\circ}\text{C}$, so sind Wärmeschwankungen von 35° nach oben und unten mit Sicherheit zu erwarten. Nachstehende Tabelle gibt die Werte der Verschiebung für $\Delta t = 35^{\circ}$ und verschiedene Längen an.

$l\text{m}$	10	20	40	60	100	200	300
$\Delta l\text{cm}$	0,4	0,83	1,7	2,5	4,1	8,26	12,4

Außer diesen Größen sind noch die Verschiebungen, die sich aus der Formänderung infolge der Belastung des Überbaues ergeben, zu berücksichtigen.

Die Auszugsvorrichtungen werden hauptsächlich auf 3 Arten ausgeführt:

a) Mit Überblattung beider Schienen, entsprechend der bekannten Ausbildung der Schienenstöße.

Um bei den Schienen mit schwachem Steg die Halbierung des Steges zu vermeiden, hat man die Überblattung so gestaltet, daß sich die Schienen mit vollem Steg nach Abb. 583 aneinander legen. Natürlich ist es dann erforderlich, die eine Schiene am Kopf um ein Maß gleich der Stärke des Steges abzuhobeln. Die neueren Schienen mit 18 mm Stegstärke lassen eine Halbierung des Steges zu. Im übrigen wird die Auszugsvorrichtung ebenso wie die Schienenstöße ausgebildet und mit Laschen usw. ausgerüstet. Die Langlöcher im Steg der einen Schiene müssen der errechneten Verschiebung entsprechend groß sein. Bei dieser Vorrichtung ist ein hinüberrollendes Rad wenigstens von einem Teil eines Schienenkopfes unterstützt. Die Blattstöße haben sich im allgemeinen nicht gut bewährt, und deshalb wird auch wohl diese Art der Auszugsvorrichtung keine häufige Anwendung mehr finden.

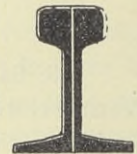
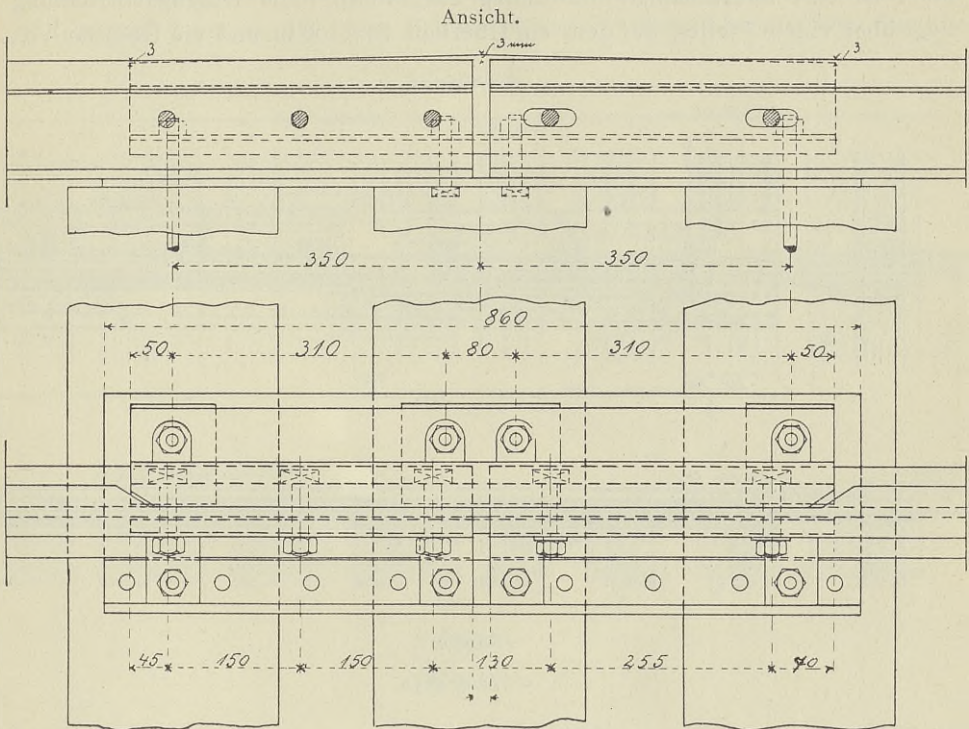


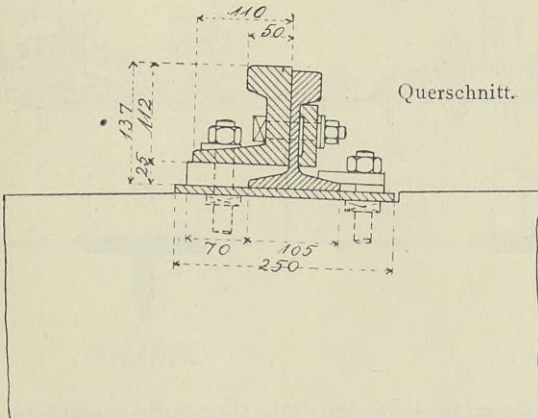
Abb. 583.

β) Mit außenliegenden Auflaflaschen.

Ganz ähnlich wie bei der bekannten Stoßausbildung mit der sogenannten Stoßfangschiene wird an die Außenseite der Schienen eine Lasche gelegt, die beiderseits mit einem schwachen Anlauf versehen ist, über den Kopf der



Grundriß.



Querschnitt.

Schienen in der Mitte etwas hinausragt und so in der Lücke zwischen beiden Schienen die Räder der Fahrzeuge unterstützt (Abb. 584). Außer der Auflaflasche wird an der Innenseite eine Stoßlasche vorgesehen. Beide Laschen sind mit der einen Schiene fest, mit der anderen dagegen beweglich durch Anordnung von entsprechend großen Langlöchern verbunden. Eine gemeinsame Grundplatte dient

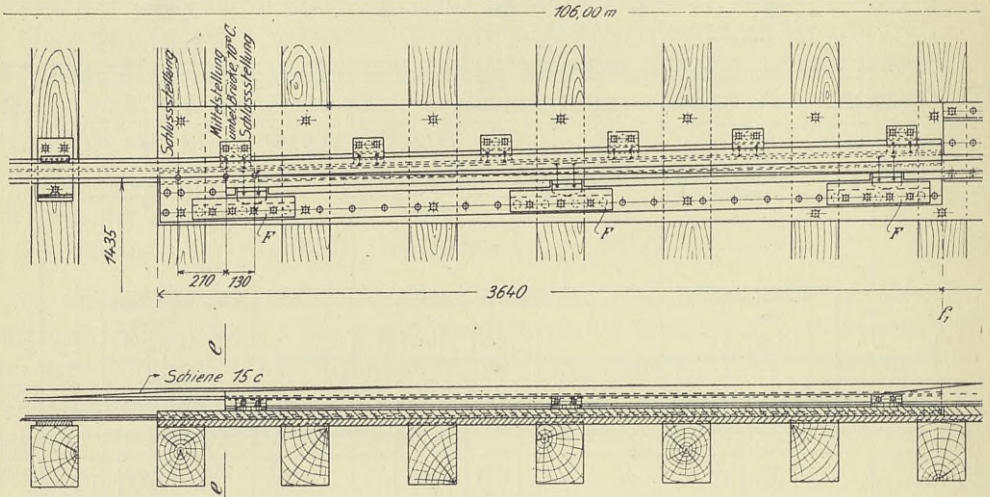
Abb. 584.

den Schienen zur Unterstützung. Die Verwendung von Zwangsschienen ist hierbei stets zu empfehlen, da sonst die Radflanke in der Lücke leicht gegen den Schienenkopf stoßen und die Fahrzeuge so zum Entgleisen gebracht werden können.

γ) Mit zungenförmiger Ausbildung der Schienen (Abb. 585a—f).

Diese Art der Schienenauszugsvorrichtung ist bei richtiger Ausbildung entschieden die beste, weil die Fahrfläche nirgends unterbrochen ist und an keiner Stelle eine Veranlassung zu Stößen gegeben wird. In den Abb. 585a bis f ist eine zweckmäßige Anordnung dargestellt. Die Auszugsvorrichtung liegt über einem Pfeiler, auf dem ein Überbau von 106 m und ein Überbau von

Grundriß.



Ansicht.

Abb. 585 a.

Schnitt a-a

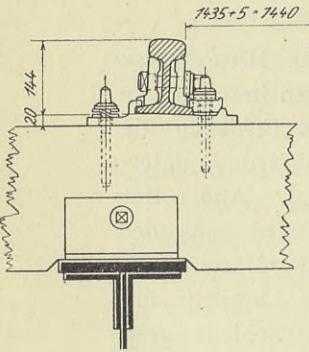


Abb. 585 b.

Schnitt b-b

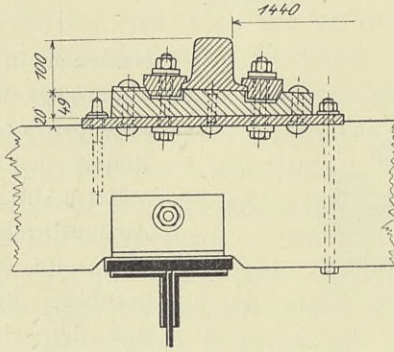


Abb. 585 c.

Schnitt e-e

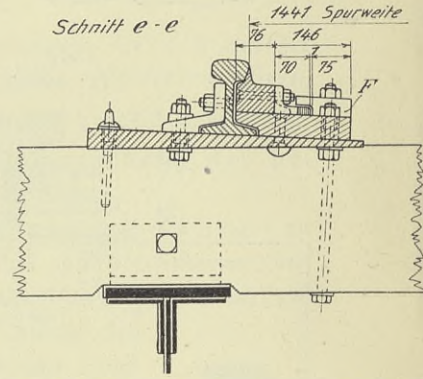
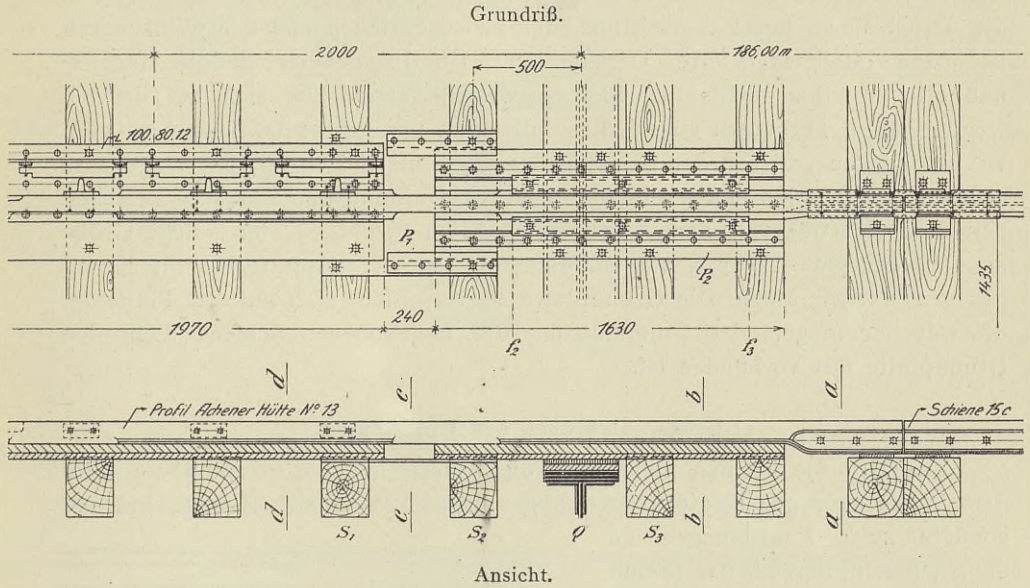


Abb. 585 d.

186 m Stützweite ihre beweglichen Auflager haben. Die Verbindung zwischen den beiden Endquerträgern ist durch besondere Schleppträger hergestellt. Auf dem 106 m-Überbau ist die Schiene aus ihrer Richtung unter einem sehr spitzen Winkel abgelenkt; gegen sie legt sich eine nach Art der Weichenzungen zugespitzte Schiene, die parallel der abgelenkten Schiene durch die Führungen *F* (siehe Schnitt e—e) geführt ist und sich gegen die abgelenkte Schiene verschieben kann. Die abgelenkte Schiene steht mit dem 106 m-Über-

bau, die Zunge dagegen mit dem 186 m-Überbau in fester Verbindung. Die Führung der Zunge parallel der abgelenkten Schiene ist außerordentlich wichtig, weil durch sie die feste Anlage der Zunge an der abgelenkten Schiene in jeder Lage gewährleistet wird. Bei verschiedenen Ausführungen von zungenförmigen Auszugsvorrichtungen verschiebt sich die Zunge in ihrer Richtung und kommt daher in der einen Schlußstellung in einen Abstand von der ab-



Ansicht.

Abb. 585 a.

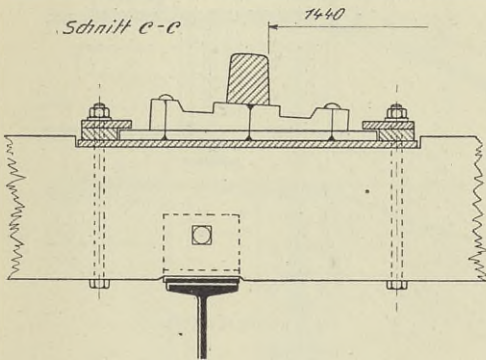


Abb. 585 e.

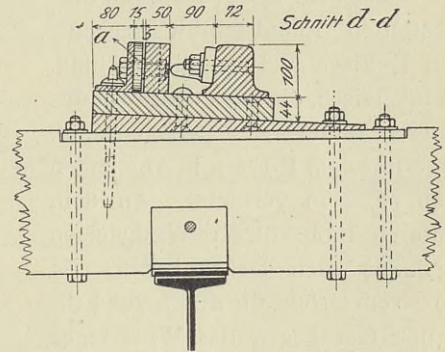


Abb. 585 f.

gebogenen Schiene, der für Fahrzeuge, die gegen die Zungenspitze fahren, gefährlich werden kann. Diese Art der Zungenführung ist als verfehlt zu bezeichnen. Über dem Endquerträger des 186 m-Überbaues und rechts von diesem ist die Zunge auf die Strecke f_2 bis f_3 fest eingespannt (siehe Schnitt $b-b$). Zwischen dieser Einspannung und der am weitesten rechts liegenden Führung F muß die Zunge bei Verschiebungen in einer **S**-förmigen Kurve sich verbiegen. Zwischen f_1 und f_2 ist zur Erhöhung der Biegsamkeit der Zunge

der Fuß an zwei Stellen fortgenommen; die Führung wird hier dadurch hergestellt, daß drei mit der Zunge verbundene Zapfen sich gegen Druckstücke legen, die mittels Winkeleisen mit der Grundplatte in Verbindung stehen. Die Druckstücke müssen so gerichtet sein, daß die Zapfen bei der Bewegung der Zunge stets anliegen. Zu diesem Zwecke wird die Zunge beim Verlegen der Auszugsvorrichtung durch einen Flaschenzug verschoben und der Weg, den die Zapfen hierbei beschreiben, aufgezeichnet. Dementsprechend werden dann die Druckstücke durch Vermittlung der zwischen ihnen und den Winkeleisen liegenden Platten eingestellt. Der zum 186 m-Überbau gehörige Endquerträger Q und alle von ihm rechts liegenden Schwellen verschieben sich bei der Bewegung der Überbauten gegen die links vom Querträger Q liegenden, vom 106 m-Überbau und von den Schlepptägern gestützten Schwellen. Wegen des erforderlichen Spielraumes für die Bewegung nimmt der Abstand zwischen den dem Querträger Q benachbarten Schwellen S_2 und S_3 eine solche Größe an, daß der Querträger Q zur Unterstützung der Grundplatte P_2 mit herangezogen werden muß. Die Grundplatte P_2 verschiebt sich auf der Platte P_1 , die mit der langen, der Unterstützung der abgelenkten Schiene dienenden Grundplatte fest verbunden ist.

e) Endabschluß über den Widerlagern.

a) Wird die Bettung nicht über die Brücke geführt, so muß sie über dem Widerlager gegen die Brücke abgeschlossen werden. Hierzu sind besonders zwei Anordnungen geeignet, die im Bereich der preußischen Staatsbahnen zur Ausführung gelangen.

Bei dem in der Abb. 586 dargestellten Endabschluß begrenzt ein \square -Eisen N. P. 30 die Bettung. Winkeleisen, die nach der Form des oberen Widerlagers gebogen sind, sind mit dem \square -Eisen in Abständen von rd. 2 m vernietet. An dem unteren Ende dieser Winkeleisen befinden sich Druckplatten von 50·50 cm Größe, die durch den Erd-
druck fest gegen das Widerlager

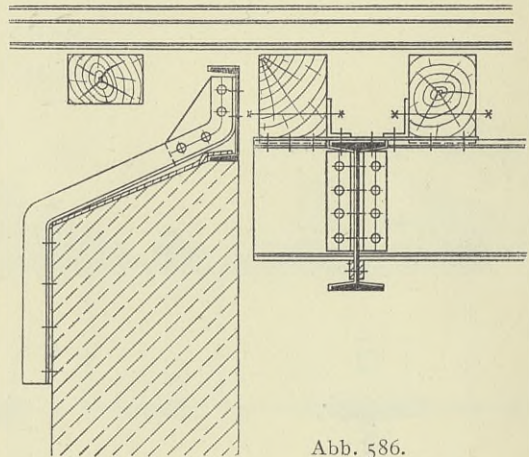


Abb. 586.

gepreßt werden und dadurch den Bettungsabschluß festhalten. Jede weitere Befestigung, z. B. durch Steinschrauben, ist überflüssig und zu vermeiden, da sie nur zu Zerstörungen des oberen Teiles des Widerlagers Veranlassung gibt. Diese Art des Bettungsabschlusses ist sehr zweckmäßig, weil sie bei den geringen Abmessungen gestattet, die letzte in der Bettung liegende Schwelle in dem vorgeschriebenen Abstand von der ersten Schwelle der Brücke derartig anzuordnen, daß sie noch bequem von beiden Seiten gestopft werden kann. Der Abstand zwischen der Oberkante des \square -Eisens und der Schienenunterkante braucht nicht mehr als 4 cm groß zu sein.

Nach denselben Grundsätzen ist ein anderer Endabschluß in Eisenbeton ausgebildet (Abb. 587). Die Vermeidung von äußeren Eisenteilen bietet einen großen Vorteil für die Unterhaltung. Zum Schutze der Mauer gegen Beschädigungen beim Stopfen und Richten der Gleise sind über ihr Winkel-eisen $80 \cdot 40 \cdot 6$ an die Schienen geklemmt.

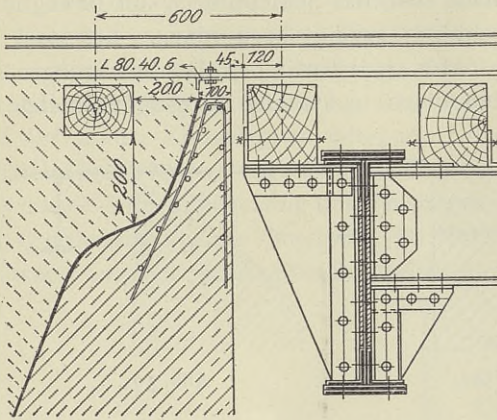


Abb. 587.

Der früher fast stets ausgeführte Endabschluß, bei dem sich die letzte

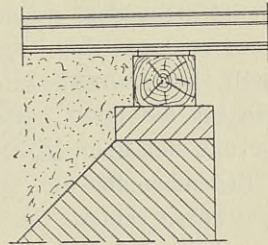


Abb. 588.

Schwelle, die Bettung abschließend, auf das Widerlager unmittelbar auflegte (Abb. 588), hat sich wegen der aus der Art der Lagerung entstehenden Stöße beim Befahren sehr schlecht bewährt und gelangt nicht mehr zur Anwendung.

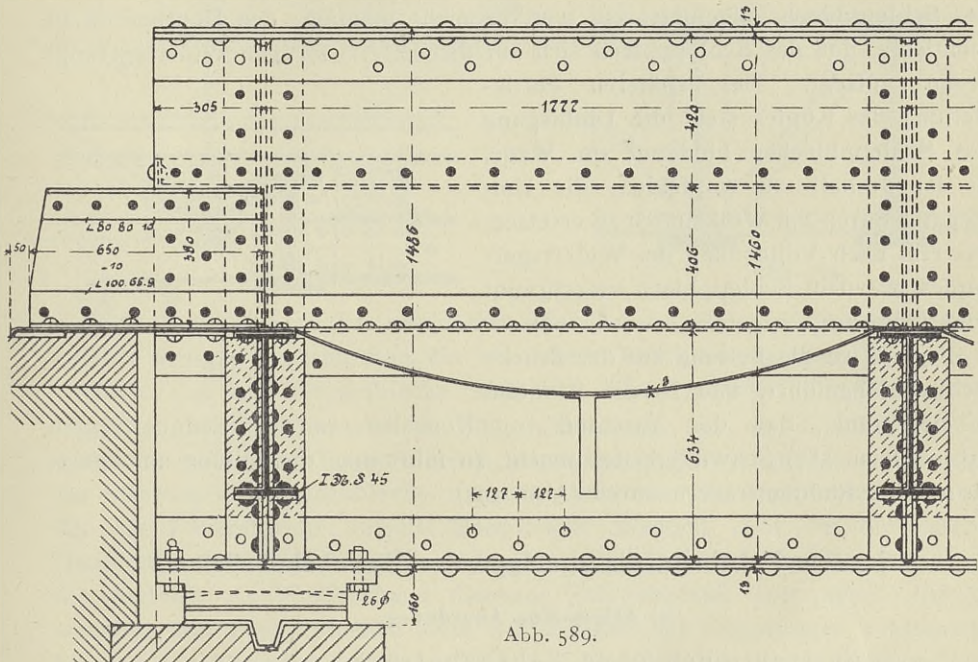


Abb. 589.

β) Wird die Bettung über die Brücke durchgeführt, so müssen zwischen dem Widerlager und dem Überbau die Bettung nach unten und seitlich abschließende Bleche eingefügt werden, und zwar an dem beweglichen Lager derart, daß sie die Bewegungen des Überbaues ungehindert mitmachen können.

Das untere Abschlußblech, das sogenannte Schleppblech, legt sich auf den Kopf des Widerlagers, die seitlichen Bleche, die entsprechend den seitlichen Begrenzungsblechen des Überbaues senkrecht oder geneigt sind, finden ihre seitliche Lagerung an einer bis über die Oberkante der Bettung hochgeführten Seitenmauer (Abb. 589). Es empfiehlt sich, das Schleppblech am beweglichen Lager wagerecht oder doch nur schwach geneigt anzuordnen. Bei stark geneigter Lage des Schleppbleches (Abb. 590) entstehen bei Bewegungen am verschieblichen Auflager im Schleppblech und seinen Befestigungsnieten ungünstige Spannungen. Das Schleppblech ist nicht lang, und es werden sich deshalb keine Anstände für die Entwässerung der über ihm liegenden Bettung aus seiner

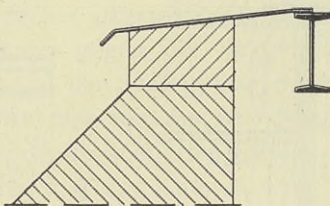


Abb. 590.

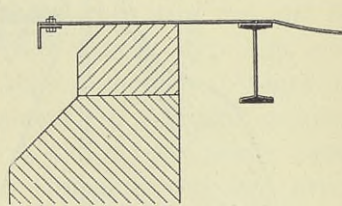


Abb. 591.

wagerechten Lage ergeben. Man pflegt das Schleppblech am Ende nach unten umzubiegen, um seine Steifigkeit in senkrechter Richtung zu erhöhen und hierdurch zu verhindern, daß Kies zwischen das Schleppblech und den Widerlagerkopf gelangt und dem Wasser den Weg über das Widerlager bahnt. Man stellt in der Regel den Kopf des Widerlagers erst fertig, wenn das Schleppblech aufgenietet ist, weil es nicht möglich, den Überbau so zu montieren, daß das Schleppblech sich auf den bereits fertigen Widerlagerkopf genau auflegt. Der späteren Fertigstellung des Kopfes steht die Umbiegung des Schleppbleches hindernd im Wege. Es ist deshalb zu empfehlen, die Umbiegung durch ein Winkeleisen zu ersetzen, das erst nach Vollendung des Widerlagerkopfes mit dem Schleppblech verschraubt wird (Abb. 591).

γ) Wird die Bettung auf der Brücke nicht durchgeführt, und ist die Bauhöhe so beschränkt, daß der Anschluß von Konsolen an den Endquerträgern (Abb. 586 u. 587) Schwierigkeiten macht, so führt man die Bettung am besten bis zu den Endquerträgern durch (Abb. 592).

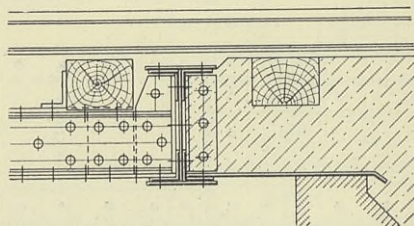


Abb. 592.

2. Das Fahrbahnträgergerippe der Eisenbahnbrücken.

a) Allgemeine Anordnung.

α) Konstruktionen ohne Fahrbahnträgergerippe.

Bei genügend großer Bauhöhe und bei Stützweiten der Hauptträger bis zu 22 m legt man die Querschwellen in dem Falle, daß auf die Durchführung der Bettung auf der Brücke kein Gewicht gelegt wird, unmittelbar auf die in einem Abstand von 1,9 bis 2,0 m voneinander angeordneten vollwandigen

Hauptträger (Abb. 593 u. 152). Die Ersparung eines besonderen Fahrbahnträgergerippes macht diese Anordnung sehr billig. Man kann die Querschwellen über die Hauptträger verlängern und auf den verlängerten und nicht weiter unterstützten Querschwellen die Abdeckung der Fußsteige abstützen. Man muß aber dabei darauf verzichten, einzelne schadhafte Schwellen ohne Aufnahmen der Schienen auszuwechseln. Zweckmäßiger ist die in der Abb. 593 veranschaulichte Anordnung. Die Bohlenabdeckung des Fußsteiges wird hier von besonderen kleinen Querbalken getragen, die sich auf jede zweite Querschwelle und auf an der Konsolspitze gelagerte \square -Eisen stützen. Soll eine schadhafte Schwelle ausgewechselt werden, so wird die aus einzelnen Tafeln (vergl. S. 233) bestehende Bohlenabdeckung des Fußsteiges aufgenommen und nach Entfernung der Querbalken auf die Obergurte der Konsole gelegt. Von hier aus kann die Auswechslung der schadhafte Schwellen durch Hervorziehen unter den Schienen

in einfachster Weise vorgenommen werden. In der Ebene der Obergurte liegt ein Windverband, der Untergurt ist durch Queraussteifungen an diesem angeschlossen.

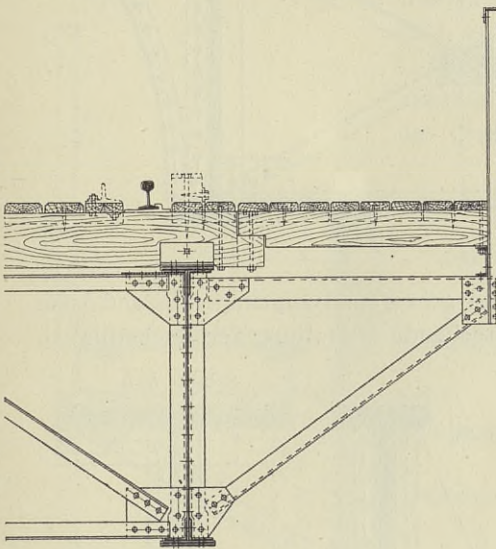


Abb. 593.

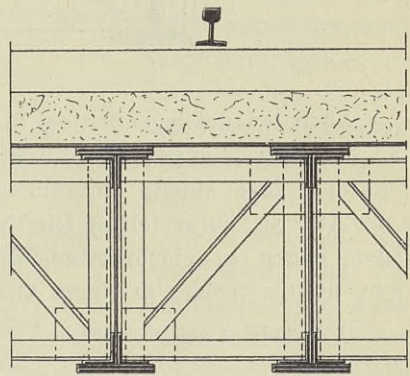


Abb. 594.

Soll die Bettung bei reichlicher Bauhöhe auf kleineren Brücken durchgeführt werden, so kann man ein besonderes Fahrbahnträgergerippe dadurch ersparen, daß man Tonnenbleche (Abb. 560) oder Flachbleche (Abb. 594) unmittelbar auf die Obergurte der Hauptträger legt. Die in der Abb. 560 dargestellten, unter den Tonnenblechen angeordneten Querträger dienen weniger zur Stützung der Tonnenbleche, als zur Aufnahme des wagerechten Schubes, den die Tonnenbleche auf die Hauptträger ausüben. Der auf die unteren Hauptträgerteile entfallende Winddruck wird durch den Dreieckverband auf die zugleich als Windverband dienende Fahrbahn tafel übertragen. Bei Anwendung von Tonnenblechen kann der Abstand der Hauptträger voneinander bis zu 2,2 m betragen, bei Anwendung von Flachblechen wegen ihrer geringen Tragfähigkeit dagegen nur bis zu 1,0 m.

β) Das Fahrbahnträgergerippe besteht außer den Hauptträgern nur aus Querträgern.

Treten in dem unter α) erwähnten Falle an die Stelle von Tonnenblechen

Buckelplatten, so werden nur noch Querträger zur Unterstützung der quer zur Brückenachse liegenden Ränder der Buckelplatten erforderlich (Abb. 595).

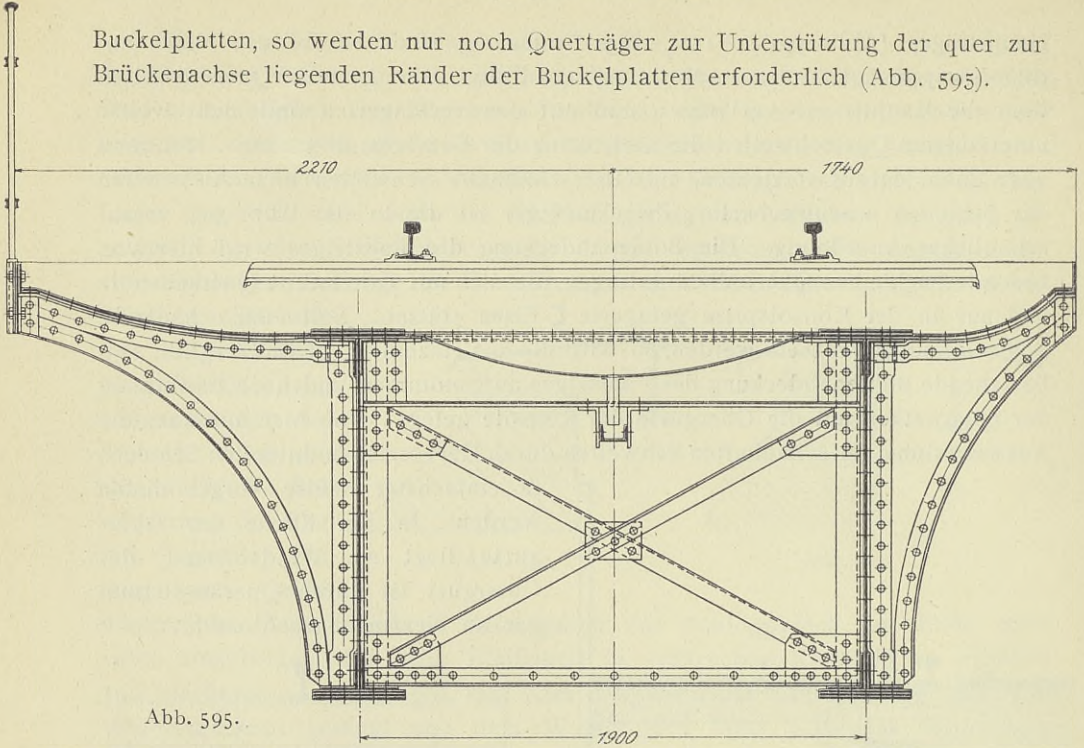


Abb. 595.

Auch bei tiefliegender Fahrbahn und größerem Hauptträgerabstand kann man besondere Längsträger durch entsprechende Gestaltung der Buckelplatten ersparen. Eine solche Anordnung ist in der Abb. 596 dargestellt.¹⁾ Die Hauptträger liegen in einem Abstand von 3,8 m, die Querträger in einem Abstand

¹⁾ Ausgeführt von der Gesellschaft Har-kort-Duisburg.

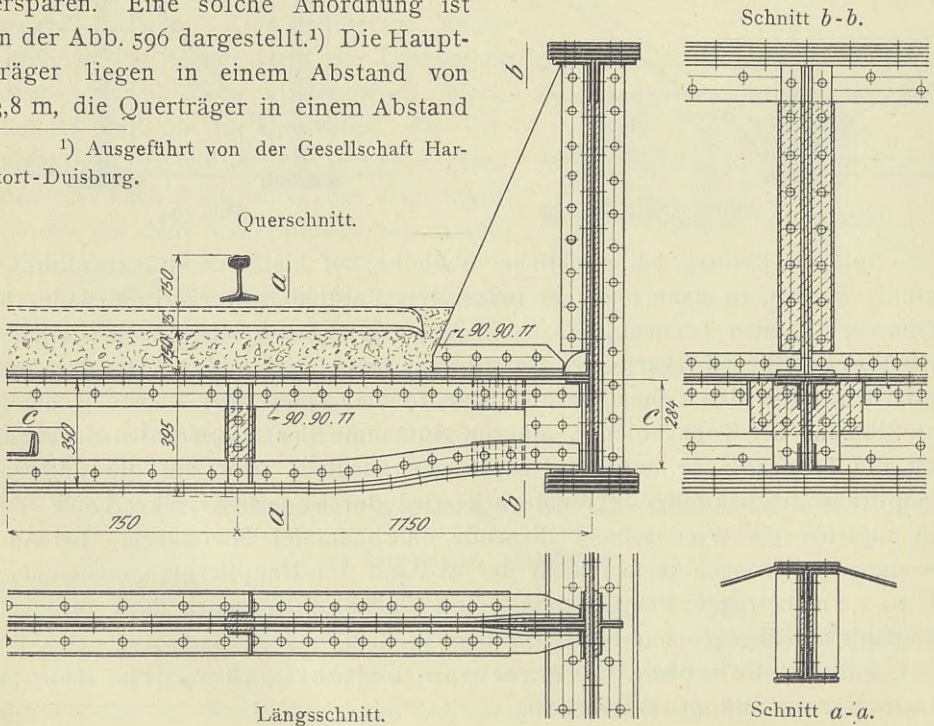


Abb. 596.

von 1,407 m voneinander. Die Ränder der Buckelplatten sind an den Längsseiten zwischen zwei an den Hauptträgerwänden befestigte Winkeleisen und an den Querseiten zwischen die Gurtwinkel und Gurtplatten der Querträger eingeschoben (Schnitt *a—a*).

Auch für die aus längsgelegten Belageisen gebildete Fahrbahntafel nach Abb. 566 und für die Fahrbahntafel aus Eisenbeton (Abb. 572) besteht das Fahrbahnträgergerippe nur aus Querträgern.

γ) Das Fahrbahnträgergerippe besteht aus Querträgern und besonderen Längsträgern.

In der Regel wird das Fahrbahnträgergerippe sowohl bei Durchführung der Bettung, als auch ohne diese aus Längs- und Querträgern gebildet. Im ersten Falle werden die Buckel- oder Flachbleche von den Längs- und Querträgern gemeinsam unterstützt. Die Längsträger sind an den Querträgern befestigt, welche die Lasten in den Anschlüssen an die Hauptträger abgeben (Abb. 548a). Im zweiten Falle werden die Querschwellen auf den Längsträgern gelagert, welche wegen ihrer Bestimmung auch Schwellenträger genannt werden. Zur Unterstützung der Längsträger dienen die Querträger (Abb. 597).

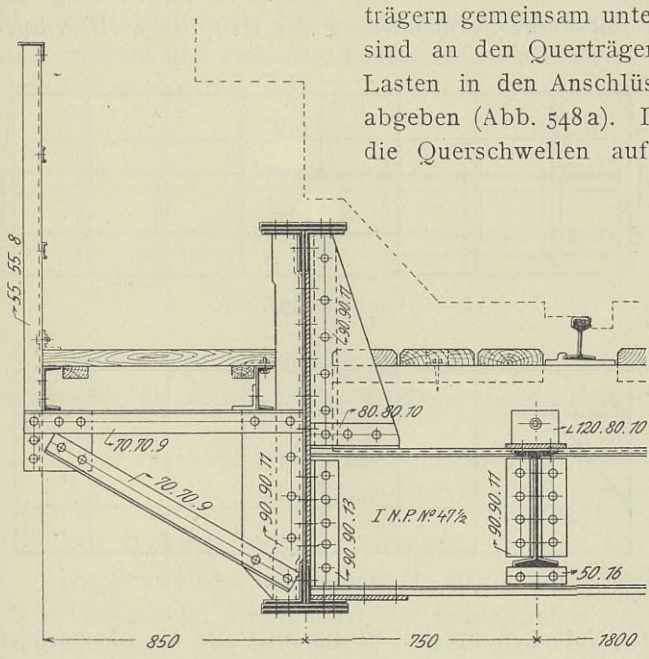


Abb. 597.

Bevor auf die Ausbildung und die Befestigung der Fahrbahnträger für die verschiedenen Fahrbahnordnungen eingegangen werden kann, ist es nötig, einiges über die Beanspruchung die-

ser Träger durch senkrechte und wagerechte Kräfte und über die an diese Träger zu stellenden Anforderungen zu sagen.

Die Fahrbahnträger haben vor allem die senkrechten Belastungen aus dem Eigengewicht und dem Verkehr aufzunehmen. Sie müssen hierfür genügend stark bemessen und sachgemäß gelagert bzw. befestigt sein. Sie werden aber auch durch wagerechte Kräfte, durch die Bremskraft und durch den beim Anfahren der Lokomotiven entstehenden Widerstand in der Längsrichtung der Brücke und durch die seitlichen Stöße der Fahrzeuge, namentlich der Lokomotiven, und durch den auf sie selbst und die Fahrzeuge wirkenden Winddruck in der Querrichtung der Brücke beansprucht. Weiter ist zu beachten, daß jeder auf Biegung beanspruchte Träger das Bestreben zum Ausknicken zeigt, daß also die Druckgurtung auf ihre ganze Länge

knicksicher sein oder durch Einführung von wagerechten Verbänden bzw. durch Absteifung gegen solche gesichert werden muß.

In dem Falle, daß die Querträger fest mit den Hauptträgern und die Längsträger fest mit den Querträgern verbunden sind, werden sich die Formänderungen der Hauptträger auf die Fahrbahnträger übertragen. Bei einer Verkürzung der Hauptträger werden die Querträger, von der Mitte gerechnet, nach außen durchgebogen, wie dies in der Abb. 598 dargestellt ist, und hierdurch in wagerechter Richtung auf Biegung beansprucht. Da sie in dieser Richtung eine gewisse Biegefestigkeit besitzen, d. h. ihrer Durchbiegung einen Widerstand entgegensetzen, so werden die Längsträger einen Längsdruck erfahren. Bei einer Verlängerung der Hauptträger werden die Querträger in umgekehrter Richtung durchgebogen und die Längsträger samt ihren Anschlüssen auf Zug beansprucht. Um einer zu großen Beanspruchung der Querträger infolge ihrer durch die Formänderung der Hauptträger hervorgerufenen Durchbiegung,

die durch die Bremskraft oder den Anfahrwiderstand noch vergrößert werden kann, vorzubeugen, hat man vielfach an beiden Brückenden wagerechte Verbände, sogenannte Bremsverbände, eingelegt (Abb. 599), die eine Durchbiegung der Endquerträger und damit auch der übrigen Querträger, die durch die Längsträger gegen die Endquerträger abgesteift sind, verhindern. Natürlich müssen in diesem Falle die Längsträger die Formänderungen der Hauptträger annähernd ganz mitmachen und erleiden hierdurch samt ihren Anschlüssen erhebliche Beanspruchungen. Der Vorteil für die Querträger ist also gleichbedeutend mit einem Nachteil für die Längsträger. Näheres hierüber enthält der Abschnitt XI.

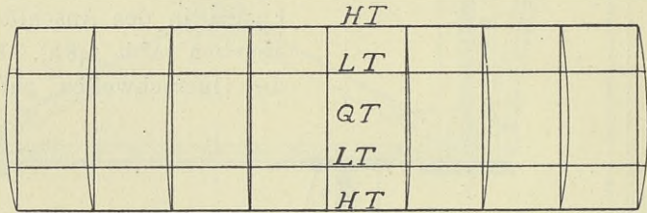


Abb. 598.

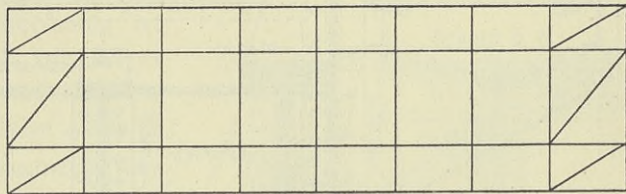


Abb. 599.

Um die Beeinflussung der Fahrbahnträger durch die Formänderung der Hauptträger ganz zu vermeiden, braucht man die Fahrbahn nur so zu lagern, daß sich ihre Bewegungen und die der Hauptträger unabhängig voneinander vollziehen können, was man z. B. bei hochliegender Fahrbahn dadurch erreichen kann, daß man sämtliche Querträger mit Ausnahme des mittelsten in der Längsrichtung beweglich auf den Hauptträgern anordnet (Abb. 600 u. 601). Die Längsträger werden fest an den Querträgern angeschlossen. Die Hauptträger können unter den Fahrbahnträgern ihre Form ändern, ohne diese zu beeinflussen. Die Fahrbahnträger werden gegen die Hauptträger dadurch festgelegt, daß man den mittelsten Querträger fest mit den Hauptträgern

vernietet oder die dem mittelsten Querträger benachbarten Längsträger mit dem Bremsträger *B* (Abb. 601), der an den Hauptträgern angeschlossen ist, verbindet.

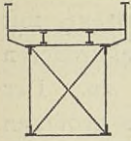


Abb. 600.

In allen den Fällen, in denen nur ein wagerechter Verband angeordnet werden kann und die außerhalb der Ebene dieses Verbandes liegenden Gurtungen nicht durch senkrechte Dreieckverbände, wie in Abb. 600, an diesem angeschlossen werden können, haben die Querträger noch eine weitere Aufgabe zu erfüllen. Sie müssen nämlich bei Blechträgern im Verein mit den Blechaussteifungen (Abb. 597) und bei Fachwerk-

trägern im Verein mit den Vertikalen (Abb. 602) steife Halbrahmen bilden, um auf diese Weise die nicht mit einem wagerechten Verband versehenen Gurtungen gegen den Verband der anderen Gurtungen festzulegen. Die Querträger werden zu diesem Zwecke fest an den Stegblechaussteifungen bzw. an den Vertikalen angeschlossen und zwischen diesen Bauteilen noch steife Ecken eingefügt.

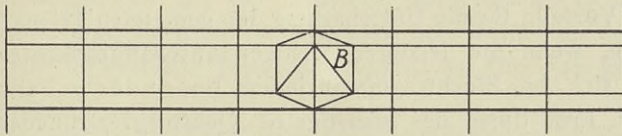


Abb. 601. Grundriß.

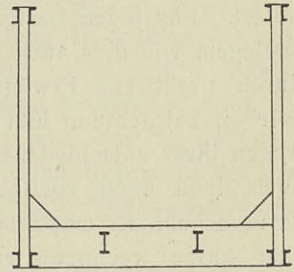


Abb. 602.

Nach diesen einleitenden Betrachtungen soll nun das Fahrbahnträgergerippe für die verschiedenen Fahrbahnanordnungen durchgesprochen werden.

1. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen ohne Durchführung der Bettung.

Schwellenträgerabstand.

Die Schwellenträger werden in der Regel in einem Abstand von 1,5 bis 1,9 m voneinander symmetrisch zur Brückenmitte angeordnet (Abb. 597). Der gebräuchlichste Abstand beträgt 1,8 m. Bei ihm ist die Schiene von ihrem benachbarten Schwellenträger nur 0,15 m entfernt und infolgedessen das Moment für die Schwelle gering. Andererseits liegt die Schiene so weit vom Schwellenträger ab, daß infolge der Durchbiegungen der Schwelle ein elastisches Fahren gewährleistet wird. Bei beschränkter Bauhöhe, bei der es darauf ankommt, die Höhe der Schwelle nach Möglichkeit einzuschränken, legt man wohl die Schwellenträger unmittelbar unter die Schienen. Hiermit ist der Übelstand eines weniger elastischen Fahrens und weiter für den Querträger das Auftreten eines dem vergrößerten Abstand des Schwellenträgers vom Hauptträger entsprechend erhöhten Momentes verbunden.

Querträgerabstand.

Gestattet die Ausbildung der Hauptträger die freie Wahl des Querträgerabstandes, was in der Regel nur bei Blechträgern der Fall ist, so ist im allgemeinen wohl derjenige Abstand zu wählen, der die geringsten Kosten für

das Fahrbahnträgergerippe ergibt. Für den preußischen Lastenzug von 1903, der Radstände von 1,5 m besitzt, ergibt ein geringerer Querträgerabstand als 1,5 m keine nennenswert geringeren Abmessungen für die Querträger, als ein Abstand von 1,5 m, während die Abmessungen für die Längsträger mit Verringerung der Querträgerabstände unter 1,5 m noch abnehmen. Bei größeren Abständen nehmen die Abmessungen für beide Trägergattungen zu. Der Gewichtszunahme der einzelnen Querträger kann jedoch wegen des größeren Abstandes und der damit verbundenen kleineren Anzahl der Querträger eine solche Abnahme des Gewichtes der Querträger und der Kosten für die Anschlüsse der Längs- und Querträger für das laufende Meter der Brücke gegenüberstehen, daß die Kosten für das laufende Meter der Brücke abnehmen. Es wird sich also für jede Brückenbreite eine bestimmte Querträgerentfernung ermitteln lassen, die einen geringsten Aufwand für das Fahrbahnträgergerippe liefert. Für jeden Lastenzug lassen sich diese Werte allgemein rechnerisch festlegen, wie dies auch schon oft geschehen ist. Da jedoch diese Ergebnisse durch praktische Erwägungen in Frage gestellt werden, so soll von einer solchen Betrachtung hier abgesehen werden. Man wird z. B. die Walzträger wegen ihrer entschiedenen Vorteile für die Unterhaltung den genieteten Trägern auch dann noch vorziehen, wenn die letzteren weniger Anschaffungskosten verursachen. Es empfiehlt sich, bei Blechträgern in jedem besonderen Falle eine kurze Rechnung zur Ermittlung des günstigsten Querträgerabstandes anzustellen, wozu für die Brücken, die nach dem preußischen Lastenzug berechnet werden, die «Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau von F. Dirksen» wertvollen Anhalt bieten.

Bei Fachwerkträgern beeinflußt der Querträgerabstand die Form und damit auch das Gewicht der Hauptträger. Zur Ermittlung des günstigsten Querträgerabstandes müssen die Fahrbahn- und die Hauptträger bei einer Vergleichsrechnung berücksichtigt werden. Mit Verringerung des Querträgerabstandes ergeben sich geringere Gewichte für die Quer- und Längsträger und infolge der steileren Neigungen der Hauptträgerstreben für diese kleinere Abmessungen. Dafür nimmt aber die Zahl der Streben, Pfosten, Knotenbleche und Querträger zu. Theoretische Ableitungen für die günstigste Querträgerentfernung bei Fachwerkträgern stoßen demnach auf recht erhebliche Schwierigkeiten und liefern wenig befriedigende Ergebnisse, da sie mannigfache bauliche Einzelheiten nicht berücksichtigen können. Vergleiche hierzu die Abhandlung über die günstigste Feldweite bei Fachwerkbrücken auf Seite 93.

2. Anordnung des Fahrbahnträgergerippes bei Fahrbahnen mit Durchführung der Bettung.

Bei Verwendung von Buckelplatten.

Der Abstand der Längs- und Querträger voneinander richtet sich hier nach der Größe der Buckelplatten, für deren Längen- und Breitenabmessungen sich als günstige Werte 1,5 bis 2,0 m ergeben haben.

Bei vollwandigen Hauptträgern mit tief liegender Fahrbahn legt man die Querträger in 1,5 bis 2,0 m Abstand voneinander. Je nachdem die Bettung bis an die Hauptträger herangeführt oder gegen die Hauptträger durch seitliche

Bleche abgeschlossen wird (Abb. 549 u. 548a), ordnet man nur einen Längsträger in der Mitte oder außer diesem noch zwei seitliche Längsträger zur Stützung der Buckelplatten und seitlichen Abschlußbleche an. Diese seitlichen Längsträger müssen einen solchen Abstand von den Hauptträgern haben, daß letztere noch bequem nachgesehen werden können. Als kleinste Größe für diesen Abstand wird das Maß von 0,35 m angesehen.

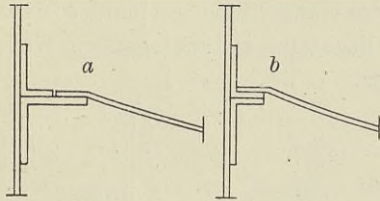


Abb. 603.

Auf einige beim unmittelbaren Anschluß der Buckelplatten an den Stegblechen der Hauptträger zu beachtende Gesichtspunkte soll gleich an dieser Stelle aufmerksam gemacht werden. Es empfiehlt sich, den Anschluß nach den Abb. 603a und b auszubilden. Dabei ist der eine der senkrechten Winkelschenkel so lang zu wählen (13 cm),

daß zwei versetzte Nietreihen in ihm Platz finden. Die beiden Winkel werden in der Werkstatt fest mit dem Hauptträger verbunden und die Buckelplatten auf der Baustelle aufgenietet. In der Abb. 604 ist der nach Abb. 603a ausgebildete Anschluß der Winkel an dem Hauptträger in der Ansicht dargestellt. (Zum Querschnitt in Abb. 549 gehörig.) Die Aussteifungs-

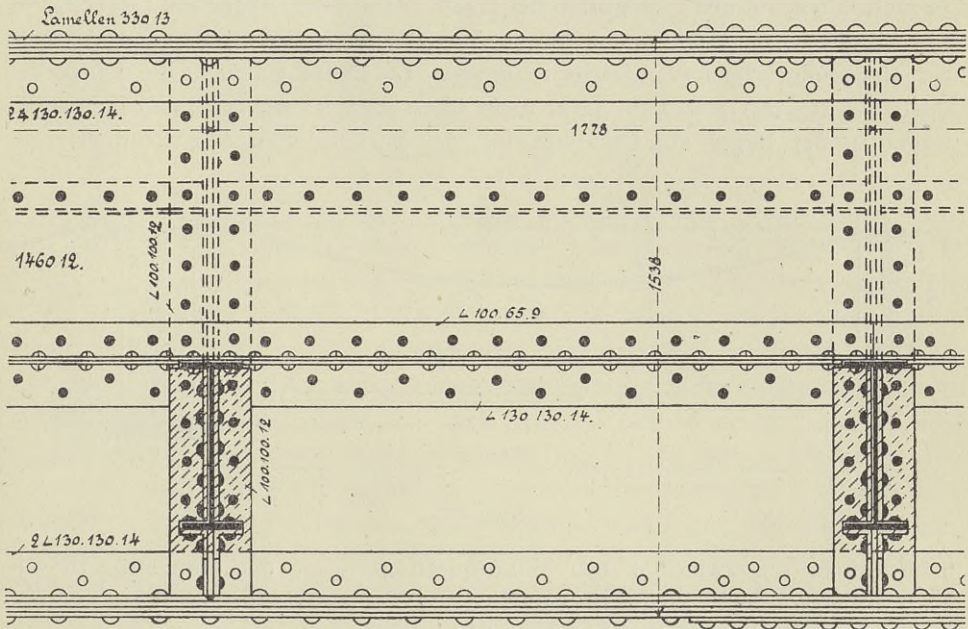


Abb. 604.

winkel der Blechwand des Hauptträgers liegen nur auf der Außenseite, der obere der beiden Anschlußwinkel kann infolgedessen über die Querträger hinweggeführt werden, der untere endet in den einzelnen Feldern an den Querträgern. Häufig ist auch der Anschluß nach Abb. 605 ausgeführt worden, der jedoch zu Bedenken Anlaß gibt. Werden nämlich beide Winkel in der Werkstatt mit dem Hauptträger verbunden, so ist es nicht zu vermeiden, daß

die zwischen beiden Winkeln verbleibende Fuge ungleichmäßig, also an einigen Stellen größer als die Stärke der Buckelplattenränder ausfällt. Die Folgen davon sind Schwierigkeiten beim Nieten und Undichtigkeit in der Fuge. Diesem Übelstand könnte man dadurch begegnen, daß nur der untere Winkel in der Werkstatt mit dem Hauptträger vernietet wird, alsdann auf der Baustelle die Buckelplatten und der obere Winkel aufgenietet werden und schließlich der senkrechte Schenkel des oberen Winkels mit dem Hauptträger verbunden wird. Hierbei nimmt aber die Anzahl der auf der Baustelle zu schlagenden Niete erheblich zu. Nur einen Winkel als Auflager der Buckelplatten zu verwenden, empfiehlt sich wegen des Bestrebens der Buckelplatten, diesen von dem Hauptträger abzubiegen (Abb. 606), nicht.

Liegt die Fahrbahn über vollwandigen Hauptträgern, und ergibt eine Vergleichsrechnung, daß die Kosten für 1 qm der Brücke sich bei einem größeren Hauptträgerabstand als 2,2 bis 2,3 höher stellen, als bei einem größeren Abstände, so ordnet man in der Mitte zwischen zwei Hauptträger einen besonderen, an den Querträgern angeschlossenen Längsträger an (Abb. 545) und lagert die Buckelplatten auf den Obergurten der Hauptträger, den Längs- und Querträgern.

Bei Fachwerkträgern bestimmt die günstigste Feldweite den Abstand der Hauptquerträger (vergleiche Seite 93). Da im allgemeinen die Länge der Buckelplatten das Maß von 2,2 m nicht übersteigt, so werden beim Fachwerkträger in der Regel zur Unterstützung der Buckelplatten Zwischenquerträger

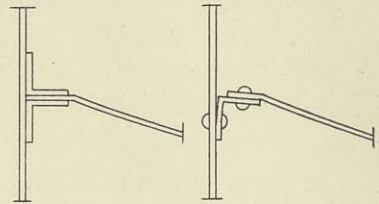


Abb. 605.

Abb. 606.

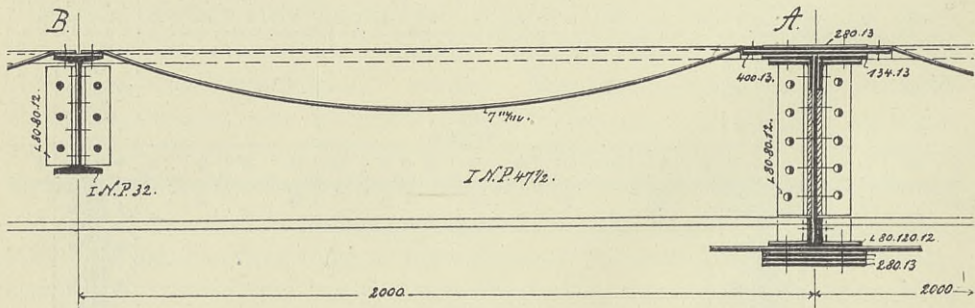


Abb. 607.

erforderlich, die zwischen den Hauptquerträgern an den Längsträgern angeschlossen werden. Sieh Abb. 607, in der mit A der Hauptquerträger und mit B der Zwischenquerträger bezeichnet ist.

Bei eingleisigen Fachwerküberbauten mit zwischen den Hauptträgern liegender Fahrbahn empfiehlt sich die Anwendung eines mittleren Längsträgers und zweier seitlicher Längsträger. Letztere werden zweckmäßig auf die Querträger gelegt und dienen zugleich zum Abschluß der Bettung (Abb. 546).

Bei Verwendung von Flachblechen.

Zur Unterstützung der Fahrbahntafel aus Flachblechen werden die Querträger bei vollwandigen Hauptträgern in einem Abstand von 1,5 bis 2,0 m an-

geordnet. Bei Fachwerkbrücken richtet sich die Entfernung der Querträger nach dem Abstand der Knotenpunkte. Die Anordnung von Zwischenquerträgern erübrigt sich hier im allgemeinen. Der Längsträgerabstand darf wegen der geringen Tragkraft nicht größer als 1,0 m sein (sich die Abb. 563 u. 564.)

b) Ausbildung der Fahrbahnträger.

a) Längsträger.

Die Längsträger werden, soweit das erforderliche Trägheitsmoment es zuläßt, aus Walzträgern gebildet, weil diese den genieteten Trägern infolge ihres niedrigen Einheitspreises und ihrer geringen Kosten in der Unterhaltung selbst bei höherem Gewicht überlegen sind. Wird die Bettung nicht durchgeführt, so werden für die Schwellenträger meist **I**-Eisen verwendet, und zwar bei ausreichender Bauhöhe Normalprofile und bei beschränkter Bauhöhe mit Vorteil die breitflanschigen Differdinger **I**-Träger. Bei Durchführung der Bettung und Verwendung von Buckelplatten werden die Längsträger aus **I**- und **C**-Eisen gebildet, und zwar die seitlichen Längsträger (Abb. 548), auf denen nur der Rand einer Buckelplatte liegt, aus **C**-Eisen, der mittlere Längsträger aus **I**- oder **C**-Eisen. Die **I**-Eisen können dann zur Verwendung gelangen, wenn ihre Flanschbreite 10 cm und mehr beträgt, im anderen Falle greift man zu den **C**-Eisen. (Sich hierzu auch die Erörterungen auf Seite 239.)



Abb. 608.

Reichen die Widerstandsmomente der Walzträger allein nicht mehr aus, so kann man diese Träger durch Aufnieten von Platten verstärken. Im allgemeinen empfiehlt sich dies nicht, da sich aus Stegblechen, Winkeln und Kopfplatten günstigere Querschnitte bilden lassen und auch der Vorteil für die Unterhaltung dann nicht mehr so ins Gewicht fällt. Die genieteten Träger werden in der Regel mit Kopfplatten versehen, auch wenn bei der Verwendung einer größeren Höhe die Kopfplatten gespart werden können, weil sonst die auflagernden Querschwellen und Buckelplatten die Winkel ungünstig beanspruchen. Man läßt deshalb stets eine Gurtplatte im Obergurt über die ganze Trägerlänge durchgehen (sich auch Seite 70). Es ist nicht nötig, den Querschnitt symmetrisch anzuordnen, man kann zur Ersparung von Nietarbeit den Untergurt ohne Kopfplatte ausbilden, muß aber dann hier viel kräftigere und größere Winkel verwenden als im Obergurt, damit zum Zweck günstiger Trägersausnutzung der Schwerpunkt annähernd in die Mitte des Stegbleches fällt (Abb. 608). Über die Lagerung der Querschwellen und der Buckelplatten auf den Längsträgern mit mehreren Kopfplatten ist auf Seite 230 u. 239 schon das Nötige gesagt worden. Im allgemeinen soll die Höhe der Längsträger, wo die zur Verfügung stehende Bauhöhe dies zuläßt, nicht zu gering gewählt werden, damit die Durchbiegungen dieser Träger nicht zu groß werden. Bei großen Durchbiegungen werden die festen Anschlüsse der Längsträger an den Querträgern zu ungünstig beansprucht. Die Höhe wird deshalb zweckmäßig nicht unter $\frac{1}{6}$ der Feldweite gewählt. Beide Gurtungen der Längsträger werden wagrecht über die ganze Länge durchgeführt, da sich eine Verminderung der Höhe nach den Trägerenden zu nach Abb. 609 zur Ersparnis

an Gewicht nicht lohnt und auch wegen des Anschlusses nicht erwünscht ist. Bei der Bestimmung der Nietteilung in den senkrechten Winkelschenkeln des Obergurtes solcher Längsträger, auf denen die Querschwellen unmittelbar aufruhend, ist darauf Rücksicht zu nehmen, daß diese Nieten nicht allein den Unterschied in den Normalspannungen der Winkelquerschnitte, sondern auch den Auflagerdruck der Querschwellen aufzunehmen haben (vergl. hierzu die Abhandlung auf Seite 76).

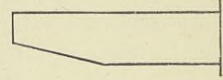


Abb. 609.

Bei sehr beschränkter Bauhöhe werden die Längsträger noch zweckmäßiger als aus breitflanschigen Differdinger Trägern aus zwei E-Eisen mit Kopfplatten gebildet (Abb. 610), weil bei dieser Anordnung sich die E-Eisen ohne Verlust in den Flanschen in einfachster Weise dadurch an den Querträgern anschließen lassen, daß sie auf die abstehenden, eng aneinander liegenden Schenkel der Anschlußwinkel geführt werden.

Größere Längsträger von 2,5 m Stützweite an sind wie die vollwandigen Hauptträger zu behandeln und mit senkrechten Aussteifungen zu versehen. Auch empfiehlt sich für den Fall, daß die Längsträger nicht durch eine aus Buckelplatten, Flachblechen usw. gebildete Fahrbahtafel in wagerechter Richtung

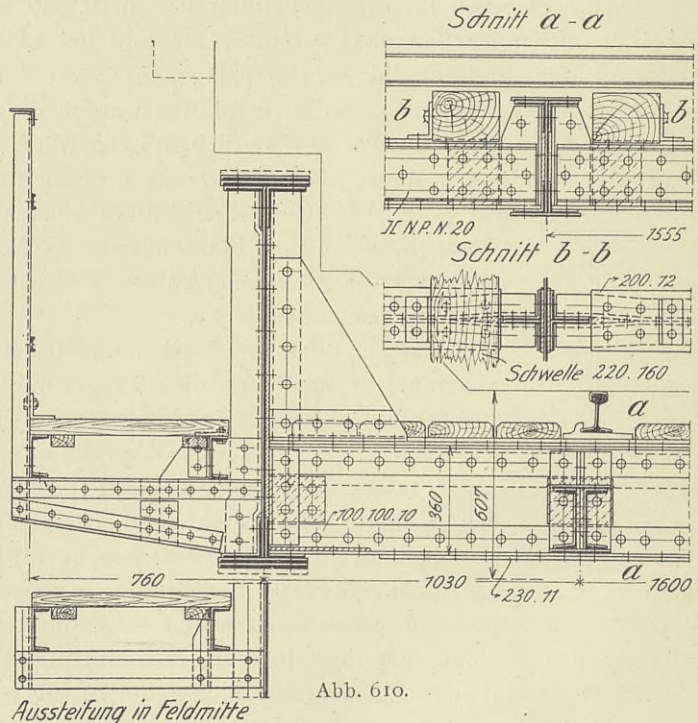


Abb. 610.

ausgesteift sind, und bei Längen von 2,5 m an aufwärts die Anordnung eines wagerechten Verbandes zwischen den Längsträgern, um hierdurch den Obergurt gegen Ausknicken zu sichern und zu verhindern, daß die Seitenstöße der Lokomotiven und der Winddruck auf die Fahrzeuge die Längsträger in der Querrichtung der Brücke zu ungünstig beanspruchen. Man kommt hierbei für normale Längen der Längsträger mit zwei Diagonalen und einer senkrechten Absteifung der Mitte des einen Längsträgers gegen die Dreieckspitze aus (Abb. 611). Für die Berechnung dieses Verbandes genügen einfache Rechnungsannahmen. Den Winddruck auf die Lokomotive lasse man außer acht und nehme nur an der vordersten Lokomotivachse eine seitliche Kraft

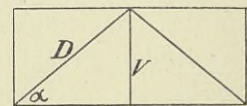


Abb. 611.

von 4 t an, die man in der Mitte des Verbandes angreifen läßt. Dann erhält man für V den Wert $-4 t$ und für D den Wert $\pm \frac{2}{\sin \alpha}$. Der Anschluß der Diagonalen macht bei der in der Abb. 611 dargestellten Anordnung in den Ecken wegen der Anschlußwinkel der Längsträger geringe Schwierigkeiten. Man bildet deshalb den Verband auch in der in der Abb. 612 dargestellten Weise aus. Die Anschlüsse liegen hier in den Mitten der Längs- und Querträger. Damit die Schwellen sich nicht auf den Verband aufsetzen und die Unterhaltung des Verbandes durch die Schwellen nicht behindert wird, legt man den Verband ungefähr 12 cm unter die Oberkante der Längsträger (Abb. 612).

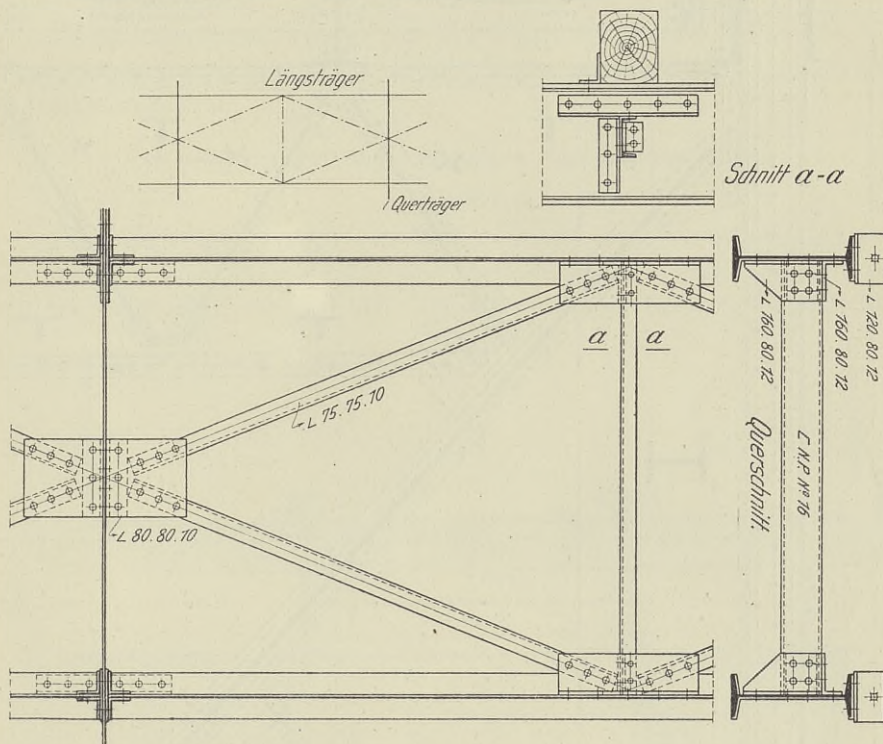


Abb. 612.

Die Querversteifung in der Mitte des Verbandes muß in diesem Falle natürlich so kräftig ausgebildet und angeschlossen werden, daß sie imstande ist, das aus den Seitenstößen herrührende, auf den Längsträger wirkende Torsionsmoment aufzunehmen.

β) Ausbildung der Querträger.

Auch für die Querträger wählt man aus den bei der Erörterung über die Ausbildung der Längsträger angeführten Gründen, soweit es geht, Walzträger. Sie sind jedoch nur in beschränktem Maße bei geringer Brückenbreite und Feldweite wegen ihres verhältnismäßig kleinen Trägheitsmomentes verwendbar. Für die Querträger wird deshalb häufiger als für die Längsträger der vollwandige Blechträger ausgeführt. Die Gurtungen läßt man auch hier

gern wagerecht über die ganze Länge (Abb. 546) durchgehen. Nur bei sehr großen Trägerhöhen wird man durch Verminderung der Höhe (Abb. 609) nach den Trägerenden zu Ersparnisse erzielen, im allgemeinen wird das Weniger an Gewicht durch die Schwierigkeit in der Herstellung wieder aufgewogen.

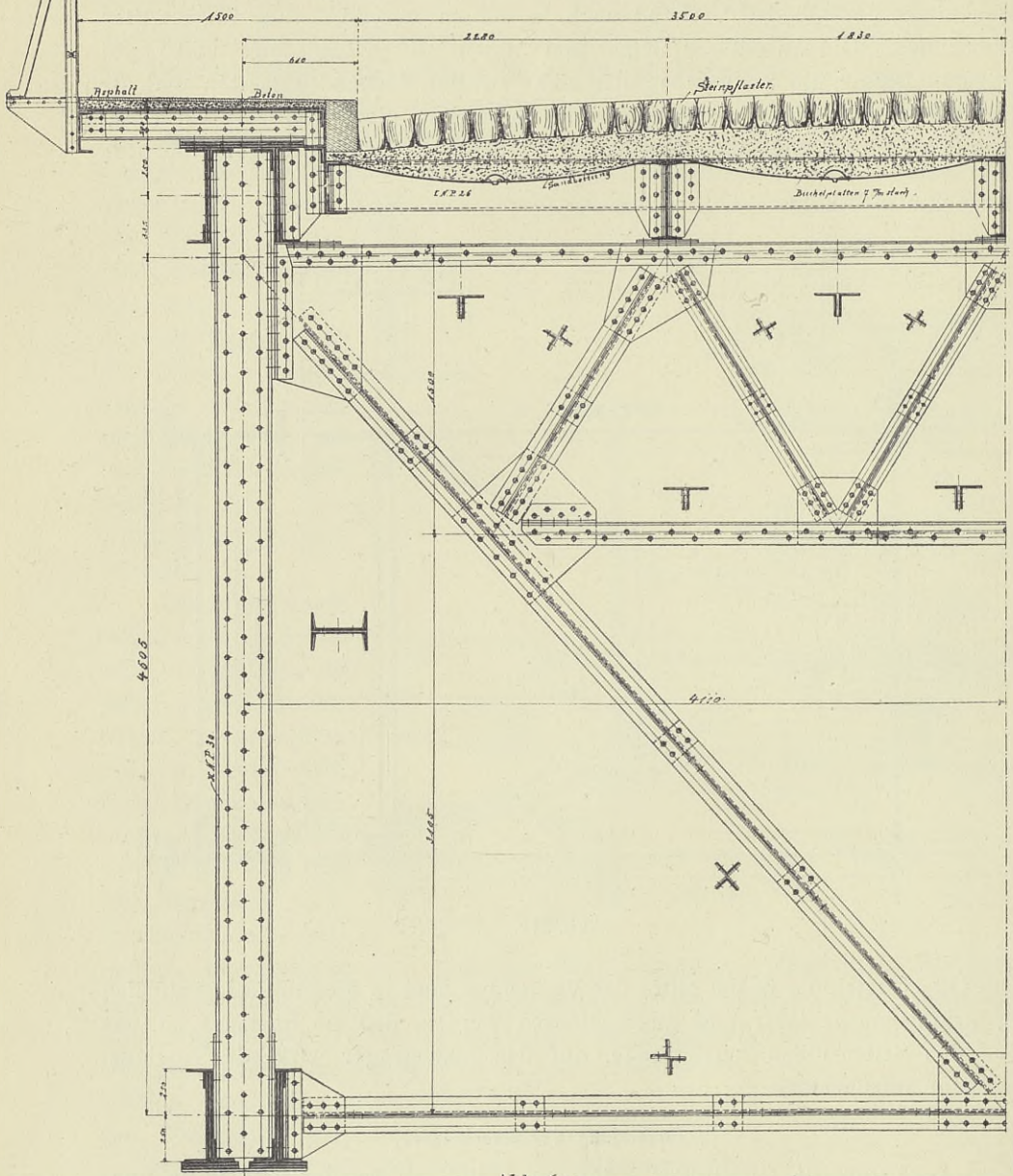


Abb. 613.

Die Anschlüsse der Querträger an den Hauptträgern erfordern jedoch häufig die Verringerung der Stegblechhöhe. Hierüber wird das Nötige in der Abhandlung über die Querträgeranschlüsse gesagt werden. Die Stegblechhöhe ist auch für die Querträger nicht zu gering zu wählen, um große Durch-

biegungen zu vermeiden. Sie wird allerdings in sehr vielen Fällen durch eine geringe zur Verfügung stehende Bauhöhe beschränkt sein, jedenfalls sollte sie nicht unter $\frac{1}{10}$ der Stützweite der Querträger gewählt werden. Ist man durch die Bauhöhe nicht an bestimmte Grenzen gebunden, so gibt man bei einleisigen Eisenbahnbrücken dem Stegblech mit Vorteil eine Höhe von $\frac{1}{5,5}$ bis $\frac{1}{6,5}$ der Querträgerstützweite, bei zweigleisigen Eisenbahnbrücken von $\frac{1}{6,5}$ bis $\frac{1}{8}$ der Querträgerstützweite, namentlich bei oben offenen Fachwerkbrücken, wo die Querträger einen wesentlichen Bestandteil der steifen Halbrahmen bilden, durch die der Obergurt gegen Ausknicken gesichert wird.

Näheres hierüber sieht in der Abhandlung über die Quersteifigkeit oben offener Balkenbrücken.

Unter Umständen werden die Querträger bei großer Brückenbreite als Fachwerkträger ausgebildet (Abb. 613).¹⁾ Jedoch gehört diese Ausbildungsweise zu den Seltenheiten.

c) Befestigungen und Lagerungen der Fahrbahnträger.

α) Längsträger.

Die Längsträger werden entweder zwischen den Querträgern (Abb. 549) oder auf den Querträgern (Abb. 614) angeordnet. Die erste Bauweise findet sich bei Fahrbahnen mit und ohne Durchführung der Bettung, die letztere da-

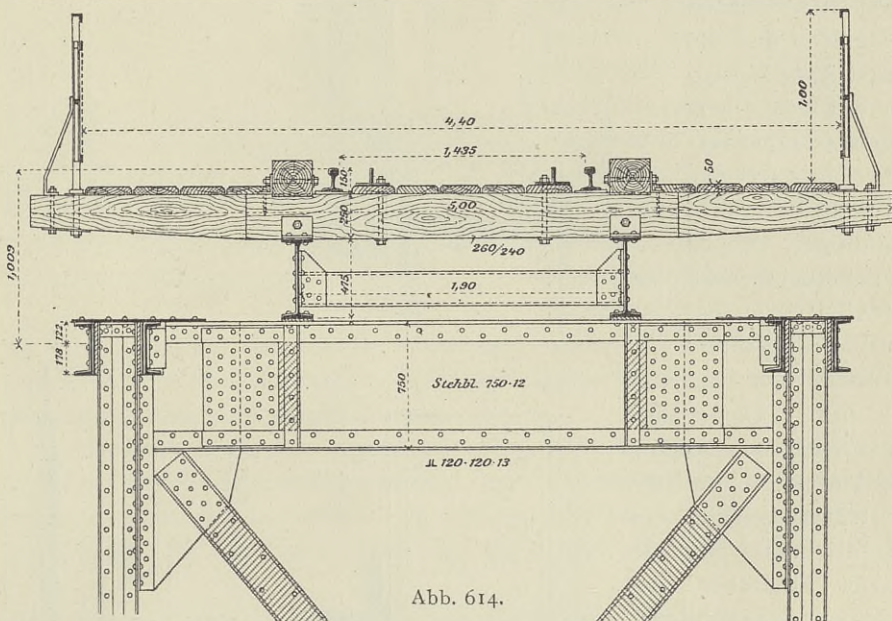


Abb. 614.

gegen im allgemeinen nur bei unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen auf den Längsträgern.

Die auf den Querträgern gelagerten Längsträger läßt man in der Regel kontinuierlich durchlaufen und verbindet sie meist fest mit den

¹⁾ Dieser Querträger ist zwar bei einer Straßenbrücke (auf Bahnhof Vohwinkel von der Union-Dortmund ausgeführt) angeordnet worden, er eignet sich aber in dieser Form auch für Eisenbahnbrücken.

Querträgern durch Niete. Über den Querträgern werden sie gegeneinander ausgesteift, wodurch erreicht wird, daß nicht jeder Längsträger für sich, sondern beide Längsträger zusammen als eine einheitliche Verbindung durch die seitlichen Kräfte auf Umkippen beansprucht werden (Abb. 614). An dieser Queraussteifung können auch die Diagonalen des Längsträgerverbandes (Abb. 612) ihren Anschluß finden.

Bei der Lage der Längsträger über den Querträgern läßt sich die Beeinflussung der Fahrbahn durch die Formänderung der Hauptträger leicht dadurch vermeiden, daß die Längsträger beweglich auf den Querträgern gelagert werden. Diese Art der Lagerung ist in muster-gültiger Weise bei der Rheinbrücke der Albulabahn bei Thusis ausgeführt worden (sich die Abb. 615). Die Längsträger sind zentrisch und längsbeweglich auf den Querträgern gelagert. Eine über die äußere Seite des unteren Flansches greifende Knagge verhindert eine Aufwärtsbewegung des Längsträgers, zu der das Bestreben infolge der negativen Auflagerdrucke des durchlaufenden Trägers vorhanden ist. Über jedem Querträger

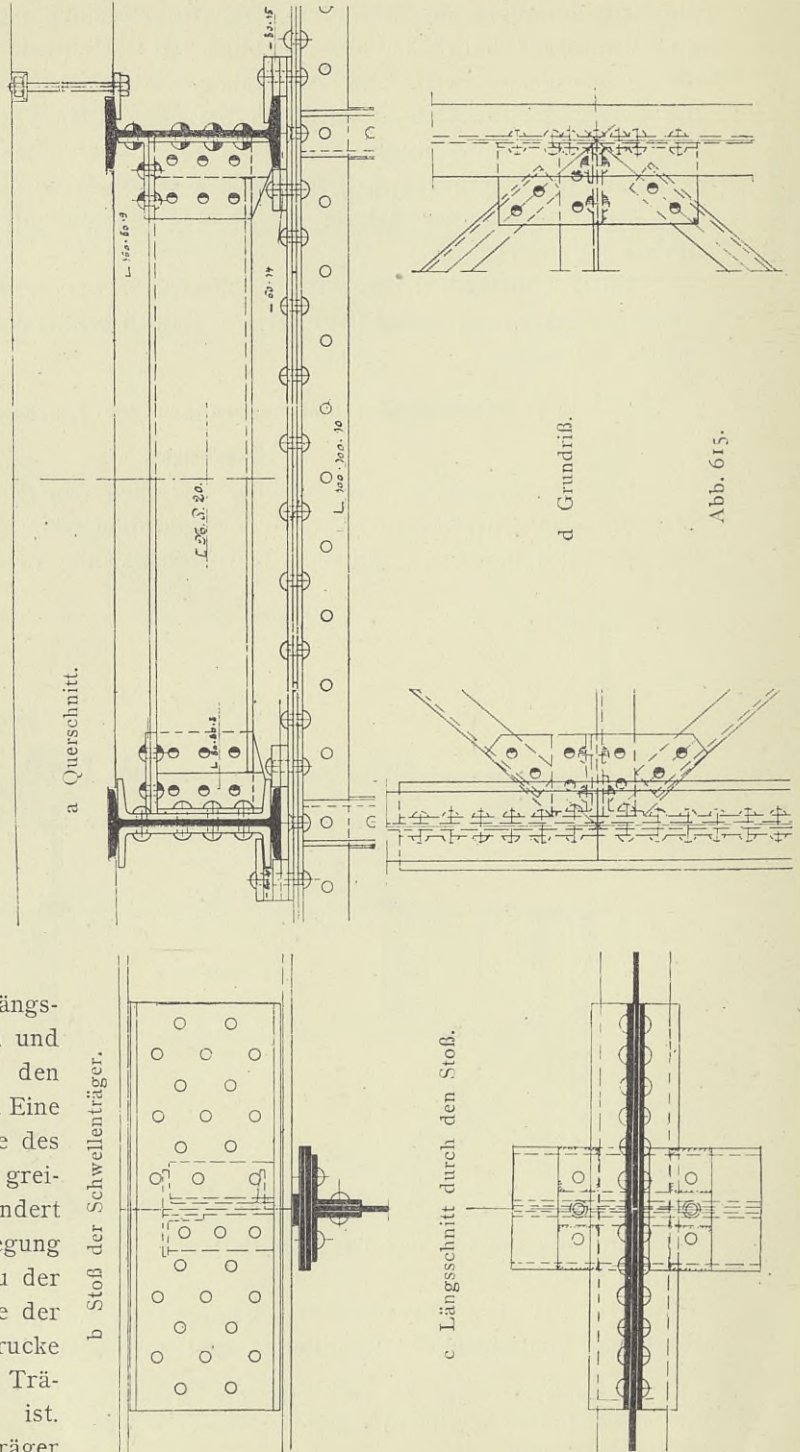


Abb. 615.

sind die Längsträger durch ein \square -N. P. 20 gegenseitig ausgesteift, das die seitlichen Stöße zum Fuß der Längsträger und weiter durch die zu beiden Seiten der Flansche auf den Querträger genieteten Flacheisen zu dem Querträger führt. An den Queraussteifungen sind die Diagonalen des Längsträgerverbandes angeschlossen. Die Längsträger N. P. 34 werden in gewissen Abständen über den Querträgern gestoßen, und der Stoß wird durch zwei \square -Eisen B. N. P. $30/9,8$ gedeckt. In der Mitte der Brücke ist ein Bremsverband eingefügt, mit dem die Längsträger fest verbunden sind.

Als Vorteile dieser Fahrbananordnung werden bei der Beschreibung in der Schweizerischen Bauzeitung auf Seite 159 des Jahrganges 1902 folgende angeführt:

«Zwängungsspannungen zwischen Hauptträgerobergurt, Querträger und Längsträger, die bei der großen Stützweite der Brücke, infolge der Längen-

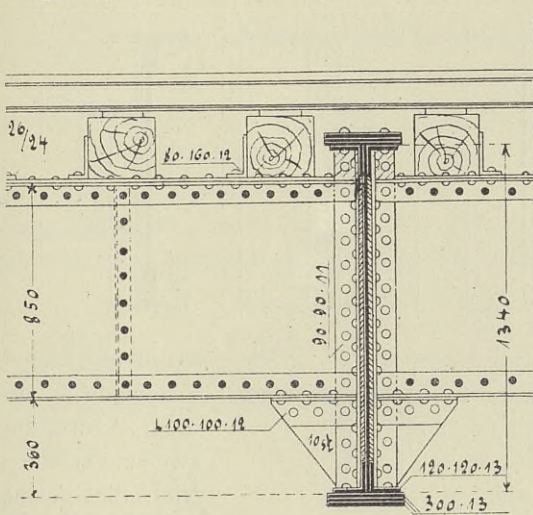


Abb. 616.

änderungen der Hauptträgergurtungen bei Belastung der Brücke, eine beträchtliche Größe annehmen, werden wesentlich vermindert.

Die Querträger werden durch die punktförmige Lagerung der Längsträger zentrisch belastet. Sofern von den Reibungskräften abgesehen wird, haben sie nur die in die Querträgerebene fallende Lastkomponente aufzunehmen, während die in der Fahrbannebene wirkenden Kräfte (Zug- und Bremskräfte) durch einen besonderen Bremskraftträger in Brücken-

mitte direkt auf die Hauptträger übertragen werden. Lockerungen von Anschlußnieten, wie sie bei zwischen den Querträgern liegenden Längsträgern so häufig vorkommen, sind ausgeschlossen.

Die Durchbiegung der kontinuierlichen, über die Querträger laufenden Längsträger ist verhältnismäßig geringer, und der wellenförmige Verlauf der elastischen Linie der belasteten Längsträger gibt weniger Veranlassung zu Stoßwirkungen, als dies bei zwischen die Querträger eingelegten Einzelträgern der Fall ist.»

Bei der Lage zwischen den Querträgern werden die Längsträger in der Regel stumpf gegen die Querträger gestoßen und an den Stegen der letzteren durch zwei Winkel fest angeschlossen. Ist der Längsträger ein genietetes Träger (Abb. 616), so führt man die Anschlußwinkel, die das Stegblech des Längsträgers zwischen sich fassen, über die ganze Höhe des Querträgers durch, um diesen an der Anschlußstelle gut auszusteifen und das bei der Durchbiegung des Längsträgers entstehende Torsionsmoment auf die Gurtungen des Querträgers zu übertragen. Die Gurtwinkel des Längsträgers werden über

die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel gekröpft (Abb. 616) oder vor diesen abgeschnitten. Gegen das zweite Verfahren, das die Herstellung sehr erleichtert, könnte das Bedenken geäußert werden, daß starke Seitenstöße der Lokomotiven an der Stelle, wo das Stegblech zwischen die Anschlußwinkel tritt, Risse veranlassen könnten. Ist der Längsträger ein I-Eisen, so wird von vielen Konstrukteuren der in der Abb. 617 dargestellte Anschluß bevorzugt, bei dem man den einen Anschlußwinkel unter Fortnahme der Flansche des Längsträgers auf der einen Seite über die ganze Höhe des Querträgers zum Zweck der Aussteifung und der Übertragung des Torsionsmomentes auf die Gurtungen reichen läßt, den anderen Anschlußwinkel dagegen nicht über die Flansche hinausführt, um den Längsträger nicht zu sehr zu schwächen.

Genügt zur Unterbringung der Niete im Steg des Längsträgers nicht eine Nietreihe (Abb. 617), so wählt man für den nicht durchgehenden Winkel ein

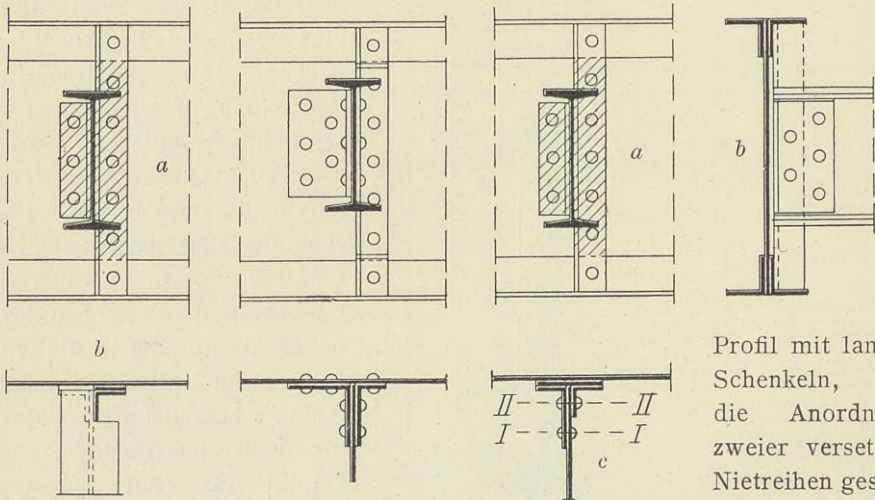


Abb. 617.

Abb. 618.

Abb. 619.

Profil mit langen Schenkeln, die die Anordnung zweier versetzter Nietreihen gestatten, und für den durchgehenden

Winkel ein ungleichschenkliges Profil, an dessen langem Schenkel der Längsträger befestigt wird (Abb. 618).

Es sei hier noch auf eine sich an vielen ausgeführten Bauwerken befindliche Anordnung hingewiesen, die ebenso wie ihre Berechnung nicht einwandfrei ist (Abb. 619). Der Längsträger wurde durch einen gleichschenkligen durchgehenden und einen kurzen ungleichschenkligen Winkel in der aus Abb. 619 zu ersiehenden Weise angeschlossen. Die Berechnung des Lochleibungsdruckes

in dem Steg des Längsträgers erfolgte nach der Gleichung $\sigma_l = \frac{A}{5d \cdot \delta}$, in der A

den Auflagerdruck, d den Nietdurchmesser und δ die Stegstärke bedeutet, die Berechnung der Scherbeanspruchung der im Steg des Längsträgers sitzenden

Niete nach der Gleichung $\sigma_a = \frac{A}{7\pi d^2}$ und schließlich die Berechnung der Scher-

beanspruchung der Niete im Querträger nach der Gleichung: $\sigma_a = \frac{A}{6\pi d^2}$.

Diese Berechnungsweise ist ganz willkürlich und zusammenhanglos. Die erste Gleichung kann als richtig angesehen werden, da der Längsträger sich mit gleichem Druck auf alle fünf Niete aufsetzen wird. Entsprechend dieser Verteilung kommt auf die Schnitte der Niete I (Abb. 619c) je $\frac{A}{5}$ und auf die

Schnitte der Niete II je $\frac{A}{10}$. Infolgedessen überträgt der ungleichschenklige

Winkel $\frac{3}{5} A + \frac{2}{10} A$ und der gleichschenklige Winkel nur $\frac{2}{10} A$. Hiernach ergibt sich die Scherbeanspruchung der Niete, die den kurzen Schenkel des ungleichschenkligen Winkels mit dem Querträgersteg verbinden, nach der

Gleichung $\sigma_a = \frac{\frac{4}{5} A}{3 \pi d^2}$ und der entsprechenden Niete im durchgehenden Winkel

$= \frac{\frac{1}{5} A}{7 \pi d^2}$. Diese Anordnung der Anschlußwinkel ist also als ganz unzuweck-

mäßig zu bezeichnen und daher grundsätzlich zu vermeiden.

Durch Fortnahme der Flansche von I-Trägern entstehen leicht, wie die Erfahrung gezeigt hat, Risse im Steg. Dies ist der Grund, weshalb von vielen Konstrukteuren die in der Abb. 617 dargestellte Art des Anschlusses für nicht zweckmäßig gehalten und dem in der Abb. 620 veranschaulichten Anschluß

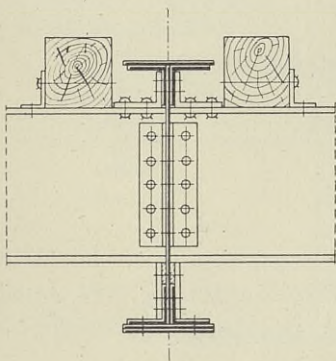


Abb. 620.

der Vorzug gegeben wird. Die Anschlußwinkel reichen hier nicht über die Flansche der Längsträger hinaus. Die oberen Flansche der Längsträger sind durch Winkel mit dem Steg der Querträger verbunden; unter die unteren Flansche sind Flacheisen genietet, die einerseits der Aussteifung des unteren Teiles des Querträgers dienen und andererseits die Montage insofern erleichtern, als die Längsträger bei der Montage auf sie abgesetzt werden können. Die Flacheisen können auch durch Winkel ersetzt werden. Bei höheren Querträgern wird man zweckmäßig

unter die unteren Flansche kleine Konsole nieten, ähnlich wie bei der in der Abb. 616 dargestellten Anordnung. Dem Vorteil, daß die Flansche der Längsträger unversehrt bleiben, steht der Nachteil gegenüber, daß das bei der Durchbiegung der Längsträger entstehende Torsionsmoment nicht so gut wie bei dem in der Abb. 617 dargestellten Anschluß übertragen wird.

Der bisher geschilderte feste Anschluß der stumpf gegen die Querträger stoßenden Längsträger hat nun folgende Nachteile: Am Anschluß sind die Längsträger zweier benachbarter Felder durch die Anschlußwinkel fest miteinander verbunden und wirken infolgedessen als durchlaufende Träger. Die am Anschlußpunkt entstehenden Momente beanspruchen deshalb die Anschlußwinkel in ungünstiger Weise auf Abbiegen. Liegt z. B. die Fahrbahn am Untergurt eines Balkenträgers (Abb. 602), so wird die bei einer Belastung

eutretende Ausdehnung des Untergurtes eine Zugspannung in den Längsträgern (vergleiche hierzu Seite 270) hervorrufen, die eine weitere ungünstige Inanspruchnahme der Anschlußwinkel verursacht.

Wird nun, wie dies meist geschieht, die Zahl der Anschlußniete nur nach dem Auflagerdruck des Längsträgers bemessen, so tritt natürlich eine sehr hohe Zusatzbeanspruchung der Anschlußniete und der Anschlußwinkel durch die Biegemomente und Zugkräfte ein. Zur Vermeidung dieses Übelstandes empfiehlt es sich, die erforderliche Anzahl der Anschlußniete größer zu wählen, als sie der Auflagerdruck allein bedingt, z. B. = dem 1,4 fachen dieser Zahl. Die Berechnung des Einspannungsmomentes stößt auf Schwierigkeiten, weil es von den Durchbiegungen der Haupt- und Querträger beeinflusst wird. Die Sächsische Staatseisenbahnverwaltung schreibt vor, daß die Zahl der Anschlußniete unter der Annahme fester wagerechter Einspannung zu ermitteln ist.

Am wirksamsten tritt man der ungünstigen Beanspruchung der Anschlußwinkel auf Abbiegen dadurch entgegen, daß die Längsträger ganz durch den

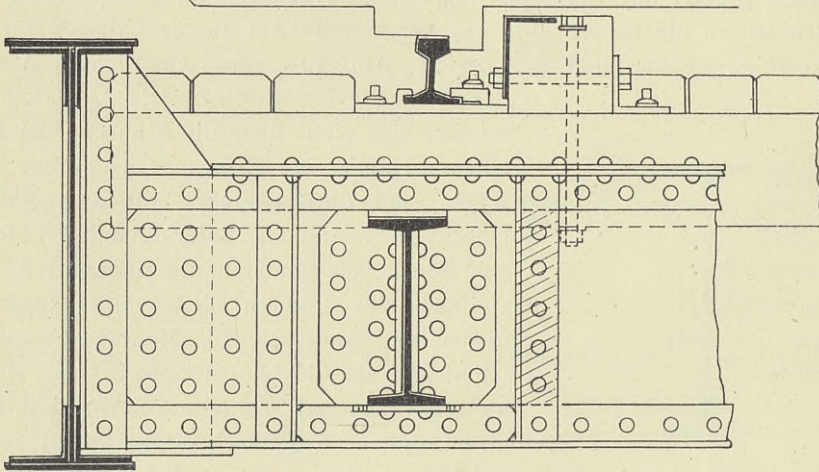
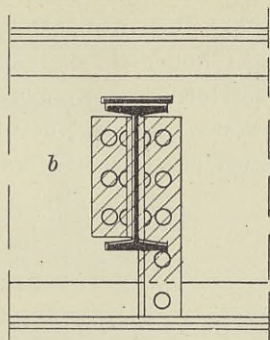
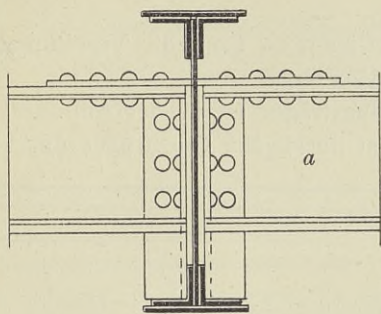


Abb. 621.

Querträger gesteckt oder doch Teile der Längsträger benachbarter Felder so miteinander in Verbindung gebracht werden, daß die Zugkräfte von Nieten aufgenommen werden, die auf Abscheren beansprucht werden. Bei den Reichseisenbahnen von Elsaß-Lothringen findet sich vielfach die in der Abb. 621 dargestellte Anordnung. Der Querträger wird mit einem dem Profil des Längsträgers entsprechenden Ausschnitt versehen, durch den der Längsträger durchgesteckt wird. Der untere Flansch des Längsträgers ruht auf den abstehenden Schenkeln zweier Winkel. Außerdem wird der Längsträger auf jeder Seite durch zwei Winkel $160 \cdot 80 \cdot 14$ an dem Steg des Querträgers festgenietet, welche zugleich zur Verstärkung des durch den Ausschnitt geschwächten Querträgers dienen. Diese Art der Längsträgerlagerung ist recht zweckmäßig, verursacht aber bei der Herstellung erhebliche Kosten und Schwierigkeiten.

Einfacher und auch recht zweckentsprechend ist die in der Abb. 622 dargestellte Anordnung. Die Längsträger stoßen stumpf gegen das Stegblech des Querträgers. Die oberen



Flansche der Längsträger werden miteinander durch ein Flacheisen verbunden, das den Querträger durchdringt und so stark bemessen und angeschlossen wird, daß es die Zugkraft des Biegemomentes allein aufzunehmen vermag.

Abb. 622.

Erlaubt die zur Verfügung stehende Bauhöhe, die Längsträger- und Querträgeroberkante in gleiche Höhe zu legen, so läßt sich das die oberen Flansche verbindende Zugband ohne Schwierigkeit anordnen.

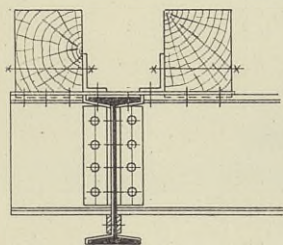


Abb. 623.

Hierbei können die Längsträger- und Querträgeroberkanten genau in gleiche Höhe gelegt werden (Abb. 623). Dies bedingt jedoch die Fortnahme eines Teiles des oberen Flansches der Längsträger, die sich dadurch vermeiden läßt, daß man die Oberkante der Längsträger etwas tiefer anordnet (Abb. 624 u. 625). Bei der in Abb. 624 dargestellten Anordnung muß das die Längsträger verbindende Zugband unterfuttert werden. Bei dem in Abb. 625 veranschaulichten Anschluß wird die Verbindung der oberen

Flansche der Längsträger unter Vermittlung des Obergurtes des Querträgers durch zwei getrennte Zugbänder hergestellt, die sich im Grundriß unter dem Obergurt des Querträgers so erweitern, daß hier genügend Niete Platz finden.

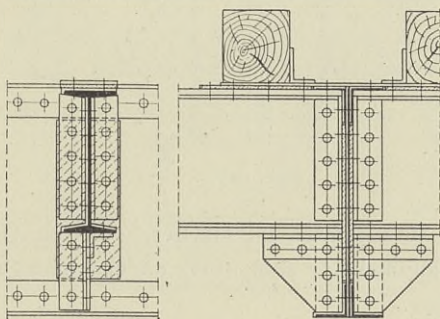


Abb. 624.

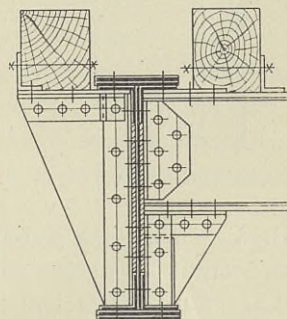


Abb. 625.

Die Verbindung der oberen Flansche durch Zugbänder empfiehlt sich auch namentlich am Brückenende zum Anschluß der Endkonsole, auf denen die letzte Schwelle des Überbaues ruht (Abb. 623 u. 625).

Bei einer Fahrbahn mit Durchführung der Bettung und Verwendung von Buckelplatten müssen die Längs- und Querträger mit ihren die Fahrbahn tafel unterstützenden Flächen gleich hoch liegen. Dies erfordert einen Ausschnitt im Flansch der Längsträger nach Abb. 626.

Sind die Längsträger höher als die Querträger, so kann die Verbindung der ersteren oberhalb der letzteren erfolgen (Abb. 627).

Eine sehr interessante Lagerung von Längsträgern ist in der Abb. 628¹⁾ dargestellt. Der Untergurt des Längsträgers ist durch den Querträger durchgesteckt und hier zentrisch gelagert. Der Obergurt wird über dem Querträger durchgeführt. Die Montage erfordert natürlich hier einen sich über alle Teile des Längsträgers erstreckenden Stoß. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen.

Bildet man die Querträger als Fachwerkträger aus, und können die Längsträger wesentlich niedriger als die Querträger gehalten werden, so ist es möglich, die Längsträger nach Abb. 629

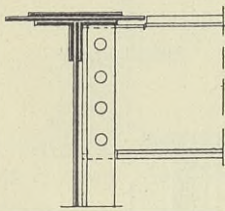


Abb. 626.

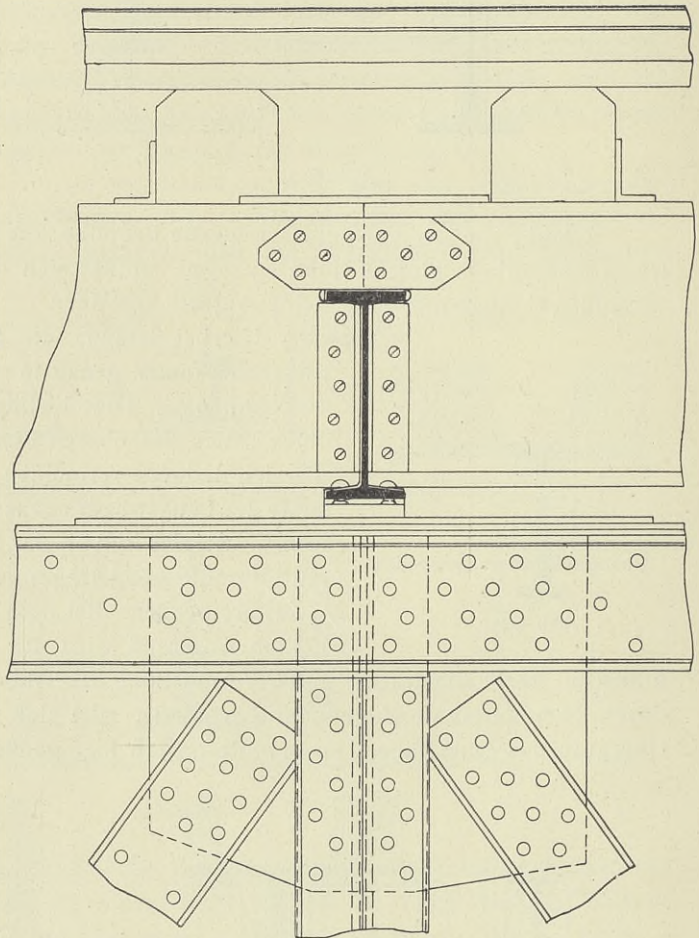


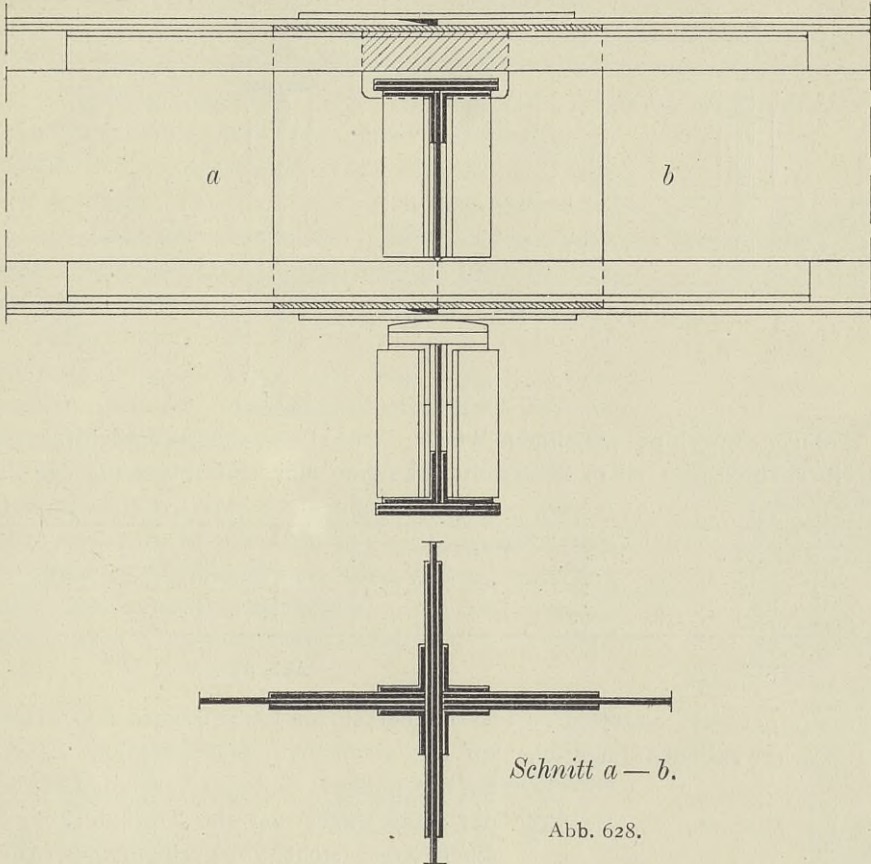
Abb. 627.

durch die Querträger durchzuführen. Zu beachten ist hierbei, daß der Querträgerobergurt auf seine ganze Länge knicksicher sein muß, da er nicht gegen die Längsträger festgelegt ist.

Erwähnt sei hier auch die Lagerung der Längsträger, die bei der Straßenbrücke über den Rhein bei Worms ausgeführt ist und auch bei Eisenbahnbrücken Verwendung finden kann (Abb. 630). Die als durchlaufende Fach-

¹⁾ Der Auflagerung der Längsträger der Rheinbrücke bei Roppenheim (Reichseisenbahnen) nachgebildet.

werkträger ausgebildeten Längsträger sind mit ihrem Obergurt längsbeweglich und zentrisch auf den Querträgern gelagert. Der Untergurt durchdringt die vollwandigen Querträger.



Bewegliche und gelenkförmige Lagerung der Längsträger.

Bewegliche Lagerungen der Längsträger an den Querträgern sind überall da erforderlich, wo die Fahrbahn unterbrochen werden muß. Die Unterbrechungen des Fahrbahnträgergerippes werden in der Regel bei Gerber-Trägern

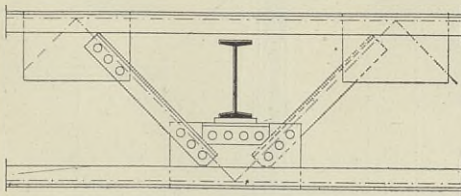


Abb. 629.

an den Gelenkstellen notwendig, weil ein durchgehendes Fahrbahnträgergerippe die Wirkung der Hauptträgergelenke in Frage stellen würde. Auch empfehlen sich Unterbrechungen des Fahrbahnträgergerippes auf allen Überbauten mit großen Stützweiten und fest an den Hauptträgern angeschlossenen Querträgern, um den Einfluß der Formänderung der Hauptträger auf die Fahrbahnträger einzuschränken. Die Abb. 631 stellt den Grundriß eines langen Überbaues dar, dessen Fahrbahnträgergerippe an zwei mit *a* bezeichneten Stellen durch längsbeweglichen Anschluß der Längsträger unterbrochen ist.

Hierdurch wird der Einfluß der Formänderung der Hauptträger auf die Fahr-
bahnträger etwa auf $\frac{1}{3}$ der Größe eingeschränkt, die er bei ununterbrochenem

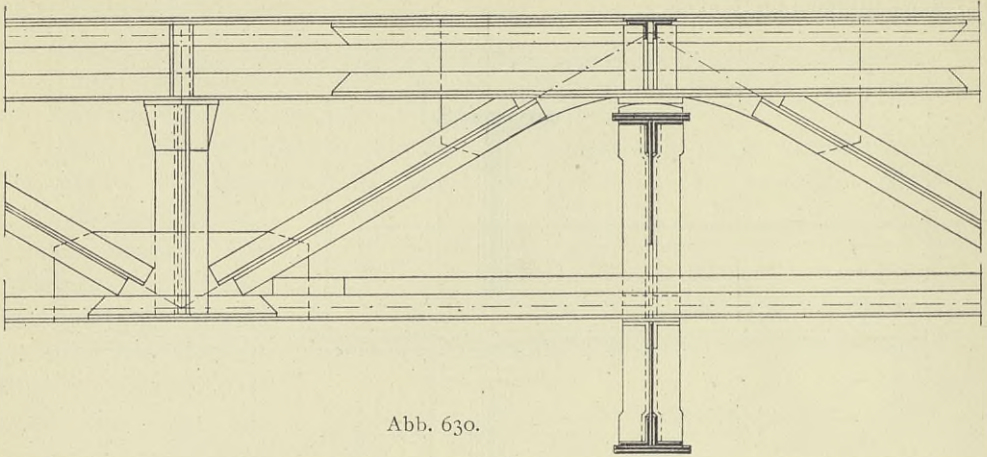
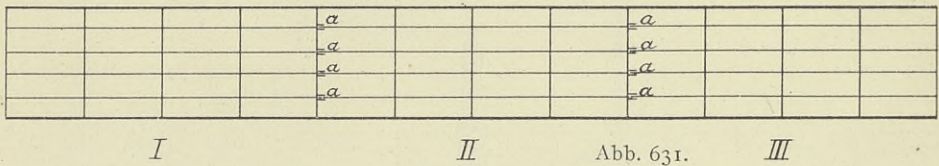


Abb. 630.

Fahrbahnträgergerippe annehmen würde. Im allgemeinen empfiehlt es sich,
bei Überbauten von 80 m Stützweite an schon eine Unterbrechung des Fahr-



I

II

Abb. 631.

III

bahnträgergerippes eintreten zu lassen. Bei kurzen Längsträgern ist es ratsam,
mit der beweglichen Lagerung auf der einen Seite eine gelenkige Lagerung
auf der anderen Seite zu verbinden, da sonst der Längsträger bei der Durchbiegung der
Querträger leicht von seinem beweglichen
Lager abgehoben werden kann. Bei sehr
langen und schweren Längsträgern ist dies
nicht zu befürchten.

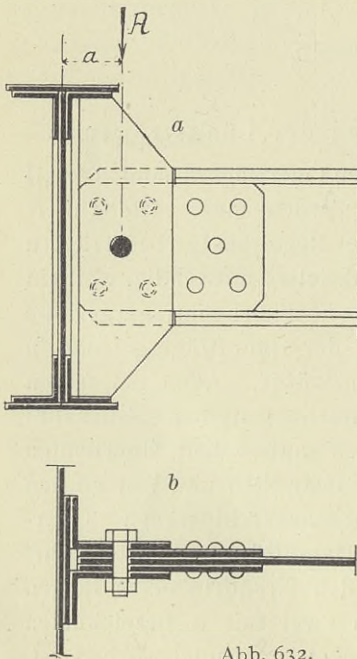


Abb. 632.

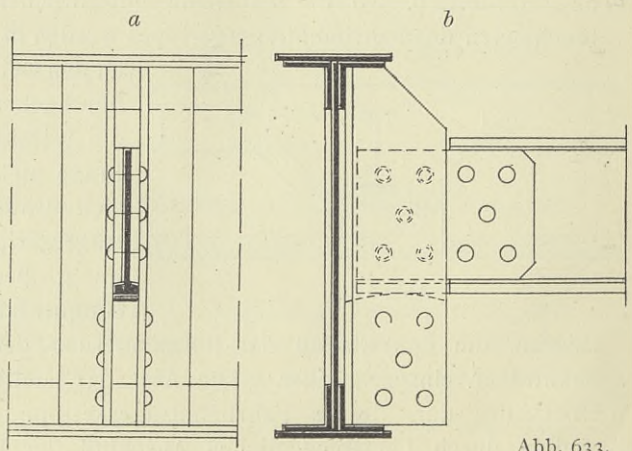


Abb. 633.

In der Abb. 632 ist ein gelenkiger Anschluß eines Längsträgers an einem Querträger veranschaulicht. Der durch Laschen verstärkte Steg ist zwischen die abstehenden Schenkel der Anschlußwinkel gesteckt und wird von einem Gelenkbolzen getragen. Zu beachten ist, daß der Anschluß außer durch die Auflagerkraft A durch ein Moment $A \cdot a$ (sich die Abbildung) beansprucht wird und dementsprechend zu bemessen ist. Die Abb. 633 zeigt eine bewegliche Längsträgerlagerung. Der verschmälerte Trägerfuß wird zwischen den beiden Anschlußwinkeln von einem nach oben gewölbten, an die Anschlußwinkel angenieteten Schmiedestück getragen. In der Abb. 634 ist eine andere bewegliche Lagerung dargestellt. Hier ist der Längsträger unverschwächt bis zum Auflager durchgeführt. Das Lager, dessen Berührung mit dem Längsträger zur Verminderung des Momentes $A \cdot a$ (sich die Abb. 632) dicht am Querträger liegt, wird von zwei Konsolen getragen. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen.

Die Beweglichkeit läßt sich auch dadurch erzielen, daß man den Längsträger auf ein Pendel stützt, wie dies in der Abb. 635 veranschaulicht ist. Das Pendel besteht aus zwei Winkeleisen, zwischen denen das verstärkte Stegblech des Längsträgers mittels eines Gelenkbolzens aufgehängt ist. Unten

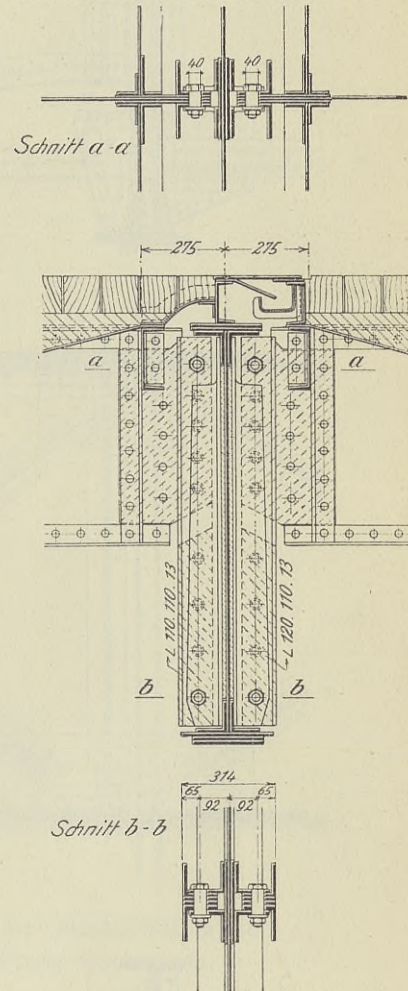
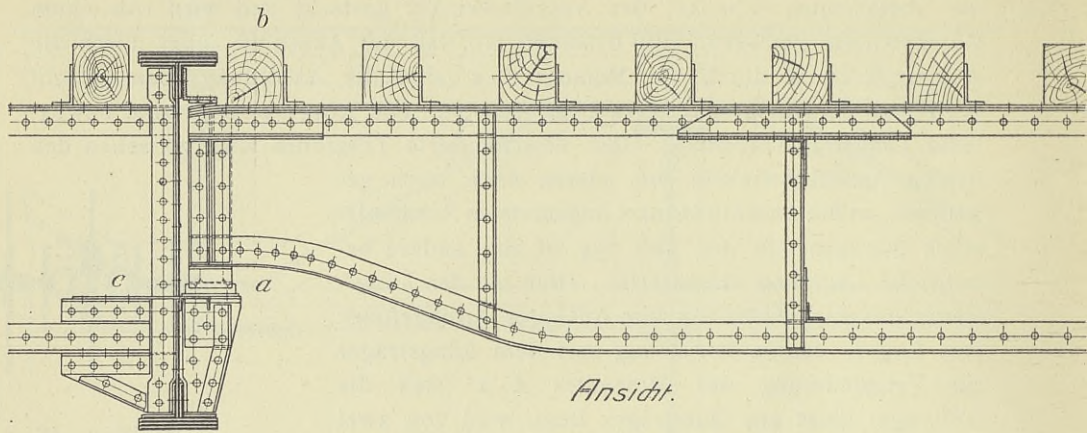


Abb. 634.

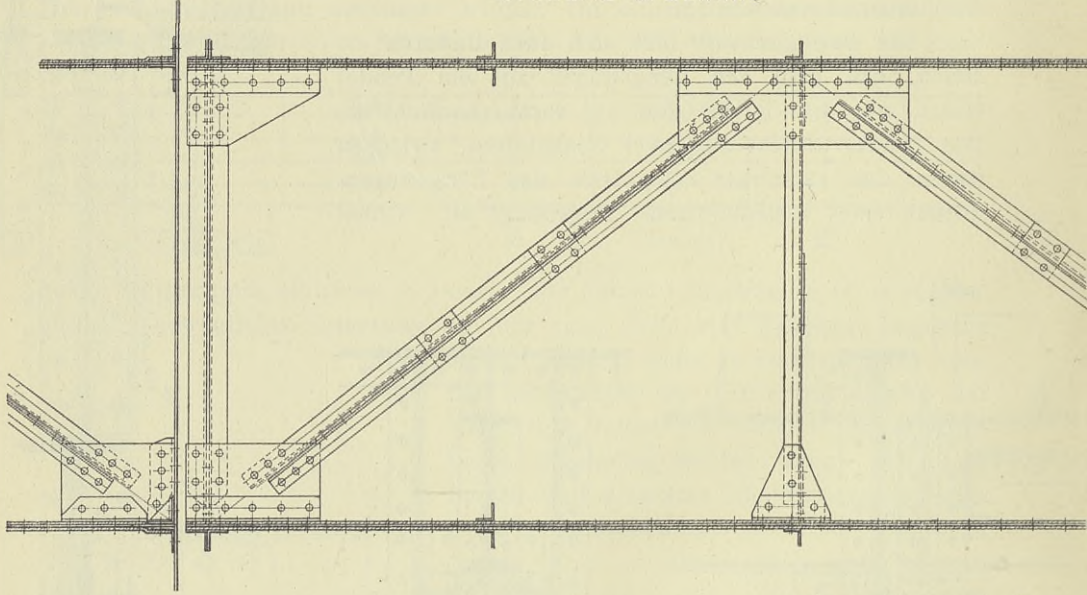
Abb. 635.

stützt sich das Pendel zwischen den Anschlußwinkeln ebenfalls auf einen Gelenkbolzen. Eine Fahrbahnunterbrechung eines großen Überbaues gibt die Abb. 636 wieder. Auf der einen Seite ist der Längsträger am Querträger fest angeschlossen, auf der anderen Seite auf einem Konsol beweglich gelagert. Das Konsol ist mittels einer durch das Stegblech des Querträgers greifenden Platte (sich Ansicht von $a-c$) mit dem benachbarten Längsträger verbunden. Die auf das Konsol entfallenden Seitenstöße werden durch \perp -Eisen, die an

dem Stegblech des Querträgers festgenietet sind und mit dem Konsol in Verbindung stehen, auf die Querträger und von diesen auf den Windverband



Grundriß u. Schnitt.



Schnitt a-b.

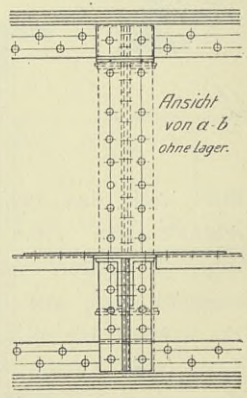
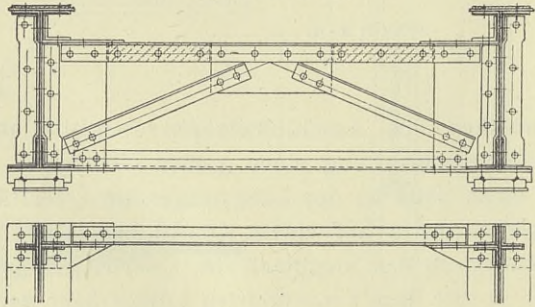
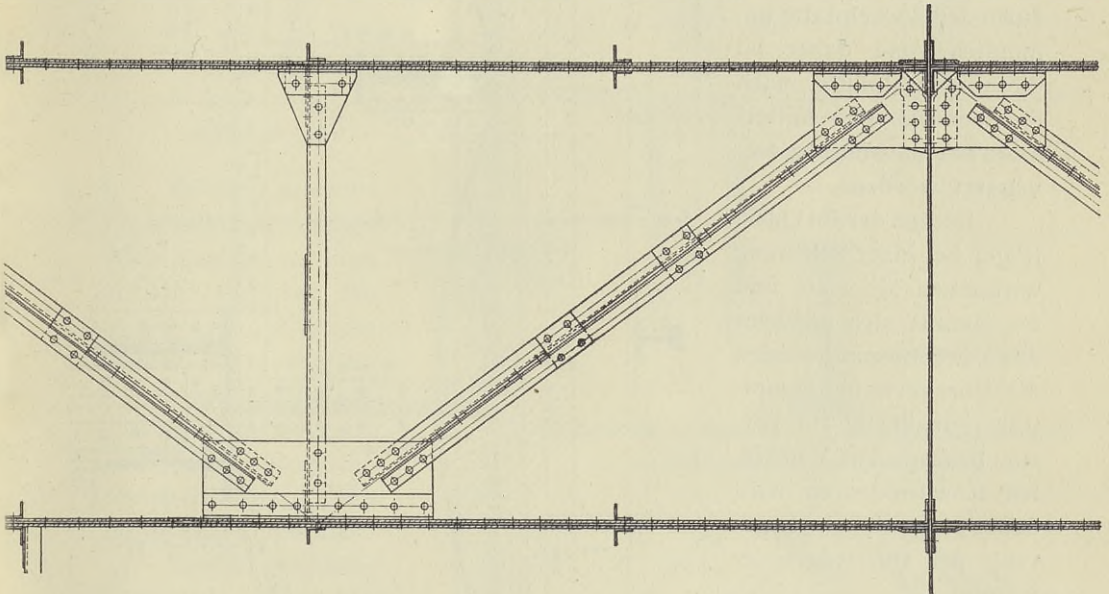
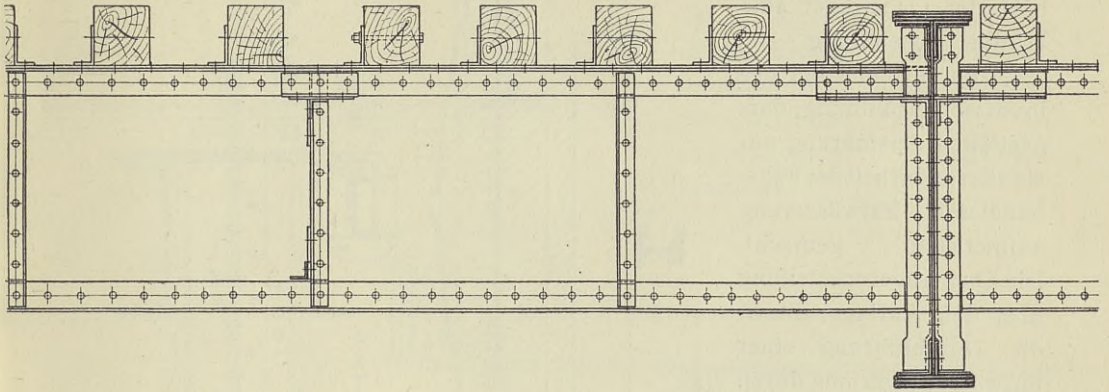


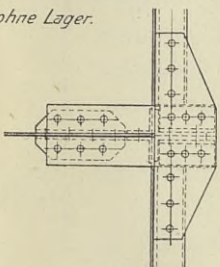
Abb. 636.

übertragen. Die Längsträger sind bei ihrer Größe ebenso wie vollwandige Hauptträger auszubilden, d. h. mit Aussteifungswinkeln und mit einem regelrechten Windverband zu versehen, der hier deshalb in Höhe der Unterkanten



der Obergurtwinkel angeordnet ist, damit die Querschwellen sich nicht auf ihn auflagern und seine Unterhaltung erschweren.

Ansicht von a-c
ohne Lager.



β) Befestigung und Lagerung der Querträger.

Die verschiedenen Befestigungs- und Lagerungsarten der Querträger sind hauptsächlich durch die Lage der Querträger zu den Hauptträgern bedingt und sollen nach diesem Gesichtspunkt besprochen werden.

1. Die Querträger liegen auf den Hauptträgern.

Die Untergurte der Querträger werden entweder fest durch Niete mit der ganzen Oberfläche der Obergurtungen der Hauptträger verbunden oder auf diesen zentrisch gelagert. Die

Abb. 636.

Fahrbahn nicht beeinflussen können. Seitliche Verschiebungen und Aufwärtsbewegungen der Querträger werden durch die Knaggen *K* verhindert. Das

Bestreben zu Aufwärtsbewegungen ist infolge der Kontinuität der Längsträger vorhanden. Gegen Kippen in der Längsrichtung der Brücke werden die Querträger durch die fest angeschlossenen Längsträger gesichert.

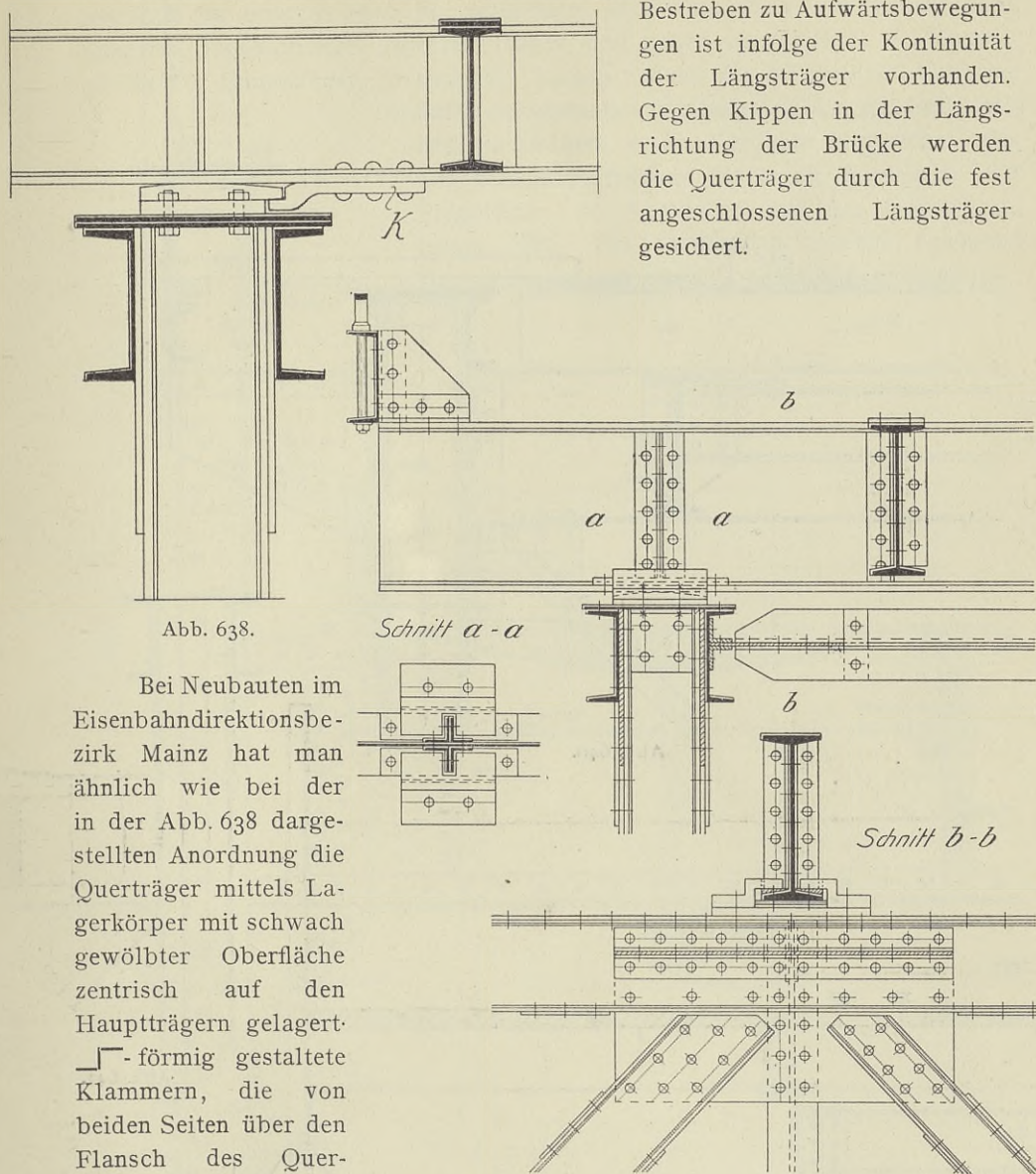


Abb. 638.

Bei Neubauten im Eisenbahndirektionsbezirk Mainz hat man ähnlich wie bei der in der Abb. 638 dargestellten Anordnung die Querträger mittels Lagerkörper mit schwach gewölbter Oberfläche zentrisch auf den Hauptträgern gelagert. Γ -förmig gestaltete Klammern, die von beiden Seiten über den Flansch des Querträgers fassen und mittels eines Ausschnittes die abstehenden Schenkel der Aussteifungswinkel des Querträgers

umschließen, sichern den Querträger gegen Bewegungen in der Querrichtung der Brücke und gegen Abheben. Längsbewegungen können durch entsprechende Spielräume in den Ausschnitten der Klammern ermöglicht werden.

2. Die Querträger liegen oben zwischen den Hauptträgern.

Bei Fachwerkträgern mit Vertikalen werden die Querträger an diesen angeschlossen. Man läßt sie oft stumpf gegen die Vertikalen stoßen und befestigt

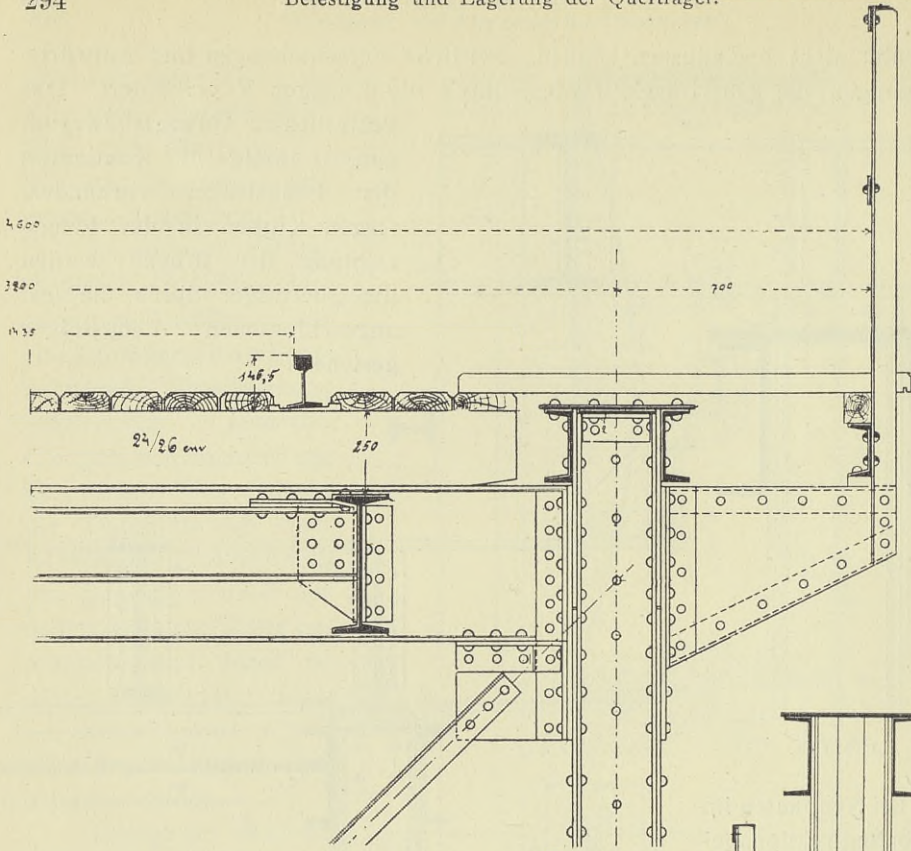


Abb. 640.

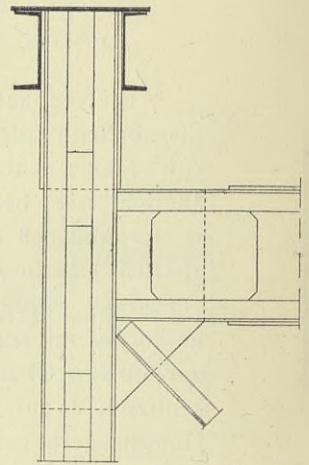


Abb. 641.

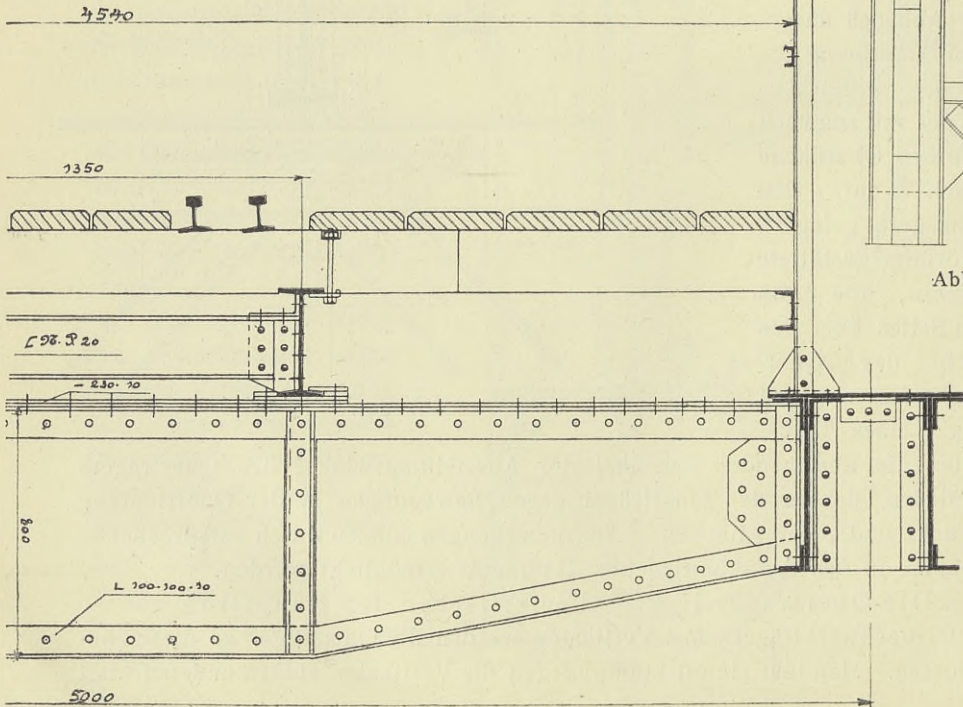


Abb. 642.

3. Liegen die Querträger in der Mitte zwischen Ober- und Untergurt, so ist z. B. die in der Abb. 643 dargestellte Anordnung am Platze. Gegen ein Blech, das zwischen den Knotenblechen des Ober- und Untergurtes in die Vertikale hineingeführt ist, stößt das Stegblech des Querträgers. Die Gurtwinkel greifen über das Blech hinüber, der Stegblechstoß ist durch Laschen gedeckt. Der Obergurt ist gegen den Querträger und dieser wieder durch den nach unten geöffneten Halbrahmen gegen den unteren Windverband festgelegt.

4. Die Querträger liegen unten zwischen den Hauptträgern.

Für den Anschluß der Querträger ist hier der Umstand entscheidend, ob ein unterer und oberer Windverband oder nur ein unterer Windverband vorhanden ist. Nach den Ausführungen auf Seite 271 müssen im zweiten Falle, wenn man nicht besondere Konstruktionsglieder für die Quersteifigkeit anordnen will, die Querträger mit den Stegblechsaussteifungen der Blechträger bzw. mit den Vertikalen der Fachwerkträger so steif verbunden werden, daß sie mit diesen steife Halbrahmen bilden, durch welche die auf die Obergurte entfallenden Seitenkräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können. Im Falle des Vorhandenseins zweier Windverbände können die Querträger auch gelenkförmig an den Hauptträgern angeschlossen werden.

Im folgenden sind an einer Reihe von ausgeführten Beispielen die gebräuchlichen Querträgeranschlüsse veranschaulicht worden.

Abb. 548. (Sieh Seite 242).

Der aus einem Walzträger bestehende Querträger ist mittels eines über den ganzen Hauptträger reichenden Winkeleisens, das zugleich das Stegblech des Hauptträgers aussteift, und eines Winkels, der zwischen den Flanschen des Walzträgers liegt, an dem Hauptträger angeschlossen worden. Für die Anschlußwinkel werden nicht zu kleine Profile, jedenfalls nicht unter $9 \cdot 9 \cdot 1,1$ verwendet. An den durchgehenden Anschlußwinkel und auf den Flansch des Querträgers wird ein Eckblech genietet, das an der freien Seite einen Saumwinkel erhält.

Der durchgehende Anschlußwinkel erfordert die Wegnahme eines Teiles des oberen Querträgerflansches. Die Beseitigung des Flansches gibt oft, wie schon auf Seite 283 erwähnt wurde, Veranlassung zu Rissebildungen im Steg. Von vielen Konstrukteuren wird daher der in der Abb. 597 dargestellte Anschluß vorgezogen, bei dem beide Anschlußwinkel nicht über die Flansche hinausragen. Das Eckblech wird mittels je eines besonderen Winkels am Haupt- und Querträger angeschlossen. Der in der Abb. 548 veranschaulichte Saumwinkel des Eckbleches erschwert die Nietarbeit. Er kann bei kleineren Eckblechen ohne Schaden für die Wirksamkeit der Eckversteifung fortgelassen werden, wie bei der in Abb. 597 wiedergegebenen Anordnung.

Abb. 596. (Sieh Seite 268).

Die Abbildung stellt eine Fahrbahnanordnung dar, bei der die Buckelplatten nur auf den Querträgern und an den Hauptträgern gelagert sind. Der Anschluß des Querträgers ist in der Art erfolgt, daß das Stegblech zwischen die beiden ungleichschenkligen kurzen Anschlußwinkel gesteckt ist und die Gurtwinkel mittels Keilfutter über die langen Schenkel der Anschlußwinkel

geführt sind. Eine Eckaussteifung ist auch hier wegen der geringen Höhe des Querträgers erforderlich. Für die Querträger ist ein genieteteter Querschnitt aus dem Grunde verwendet worden, um durch Herunterziehen des Untergurtes bis zur Unterkante des Hauptträgers die zur Verfügung stehende Bauhöhe nach Möglichkeit ausnutzen zu können.

Abb. 549. (Sieh Seite 243).

Die Anschlußwinkel reichen nur bis zum oberen Flansch des Querträgers. Der untere Flansch ist weggenommen.

Hier ist wegen der Höhe des Querträgers eine Eckaussteifung entbehrlich. Die nur an der Außenseite des Hauptträgers liegenden Aussteifungswinkel sind stark genug, um den Obergurt gegen die zugleich als Windverband dienende steife Fahrbahntafel festzulegen.

Abb. 547. (Sieh Seite 241).

An der Anschlußstelle des äußeren Längsträgers stößt das Stegblech des Querträgers an ein zugleich zur Querversteifung dienendes, über die ganze Höhe

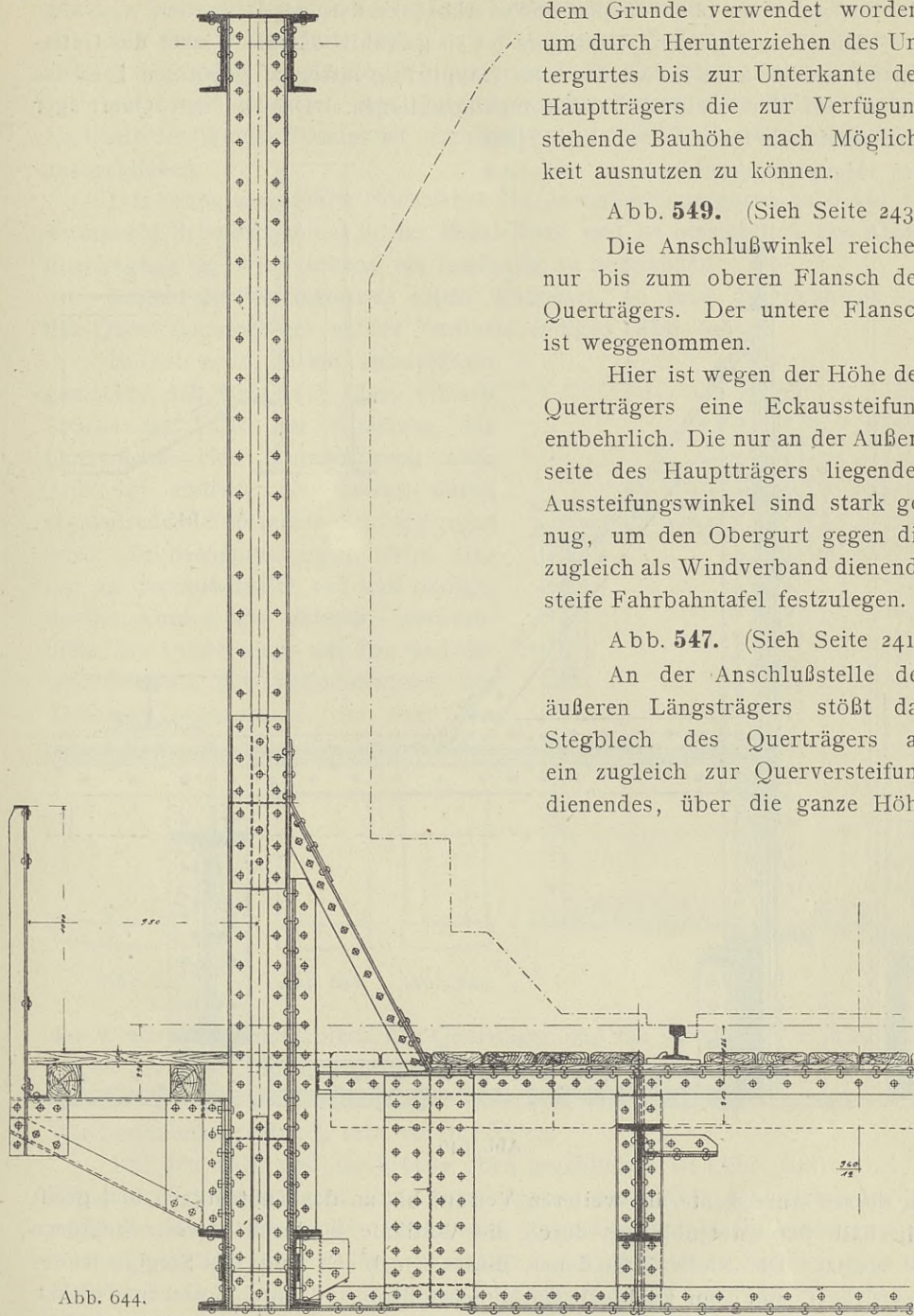


Abb. 644.

des Hauptträgers reichendes Blech. Der Stoß ist durch Laschen gedeckt. Die Gurtwinkel des Querträgers sind über die Anschlußwinkel gekröpft.

Abb. 644.

Hier ist ein recht zweckmäßiger Anschluß eines Querträgers an dem Hauptträger einer oben offenen Fachwerkbrücke dargestellt worden.

Die Höhenlage des Querträgers ist so gewählt, daß die Winkel des Untergurtes, welche am Flansch des zum Hauptträgeruntergurt gehörigen \square -Eisens enden, auf dem Windverbandknotenblech liegen. Das in den Querträger hineingreifende Eckblech reicht in Höhe des Hauptträgeruntergurtes nur bis

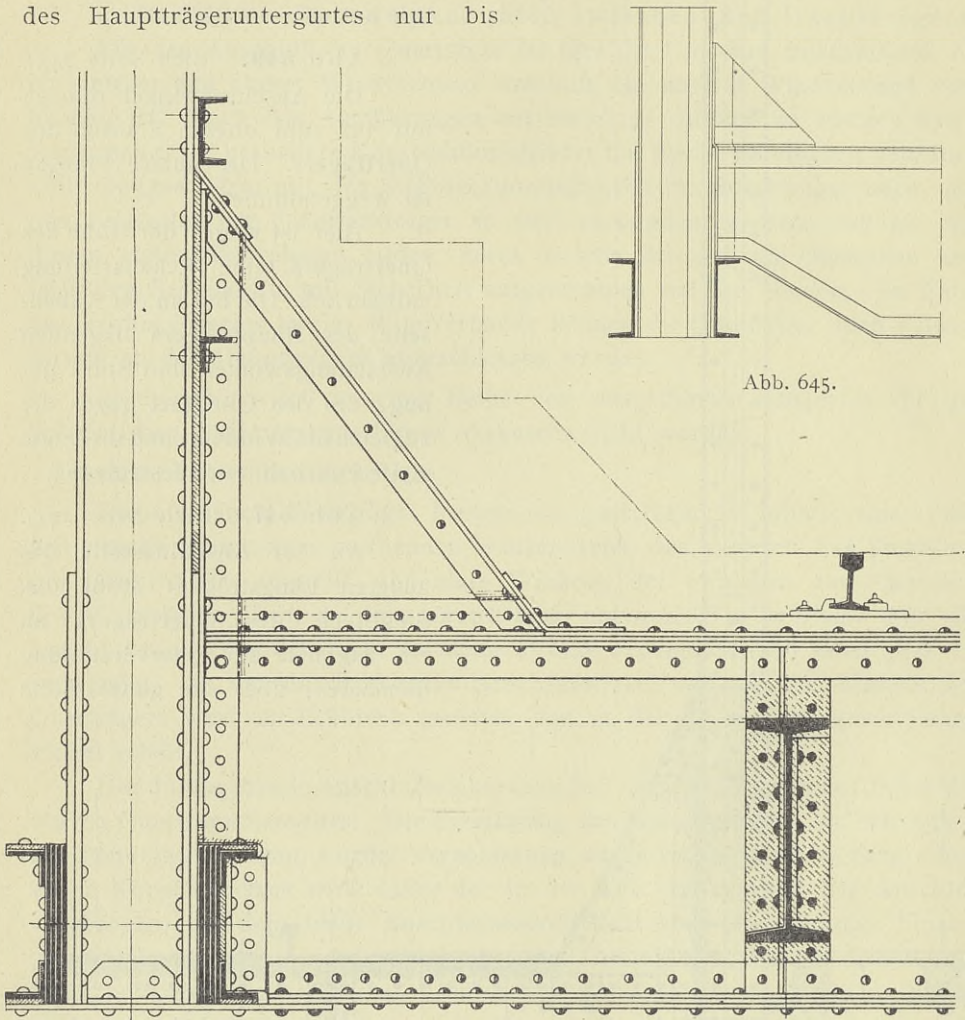


Abb. 645.

Abb. 646.

zu dessen Außenkante, im weiteren Verlauf bis an das Knotenblech und greift oberhalb des Knotenbleches durch die Vertikale hindurch, dessen Stegblech es ersetzt. Die Stellen, an denen dieses Stegblech und das Stegblech des Querträgers mit dem Eckblech zusammenstoßen, sind durch Laschen gedeckt. Sehr wichtig ist die Säumung des Eckbleches durch einen Winkel und auch die Laschung der Ecken, die das Aussteifungsblech mit der Vertikalen und dem Querträger bildet. Die starken Momente, die in der Ecke auftreten können,

erfordern genügend Querschnitt an den Kanten. Durch diese Ausbildung des Querträgeranschlusses wird eine große Steifigkeit der Ecke und eine sehr günstige Inanspruchnahme der ganzen Verbindung erzielt.

Die eben geschilderte Höhenlage des unteren Teiles des Querträgers ist stets zu empfehlen, da sie für die Montage und die Herstellung keine Schwierigkeit bietet und gestattet, den Querträger, der fast in allen Fällen zugleich Vertikale des Windverbandes ist, unmittelbar an dem Windverbandknotenblech anzuschließen.

Das häufig ausgeführte Hochziehen des Querträgeruntergurtes nach Abb. 645 verursacht Schwierigkeiten in der Herstellung und ist hinsichtlich der Kräfteübertragung im Windverband als ungünstig zu bezeichnen.

Besteht die Vertikale aus einem Walzeisen, so muß das Eckblech und das Querträgerstegblech an der Vertikale endigen (Abb. 646).

Es sei noch darauf aufmerksam gemacht, daß bei einer oben offenen Brücke im Falle der Belastung des Querträgers eine Formänderung nach Abb. 647 eintritt, die überall durch rechtsdrehende Momente hervorgerufen wird. Zugbeanspruchungen treten also nur an der Außenseite auf, und infolgedessen werden die unteren Anschlußniete des Querträgers auf Zug und die unteren Teile der Anschlußwinkel auf Abbiegen beansprucht, die aber von dieser Beanspruchung für den Fall, daß

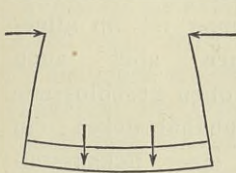


Abb. 647.

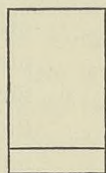


Abb. 648.

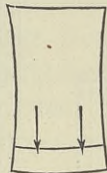


Abb. 649.

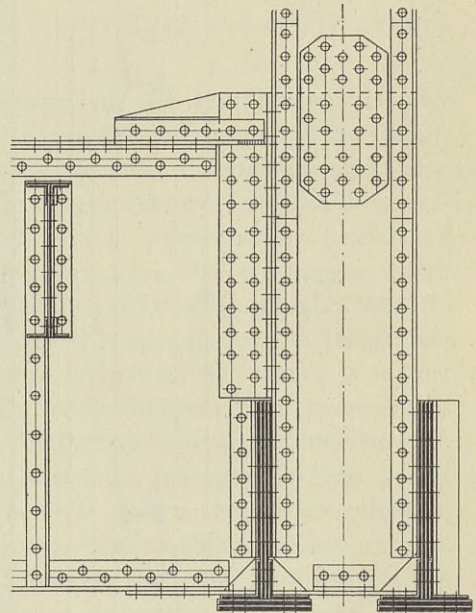
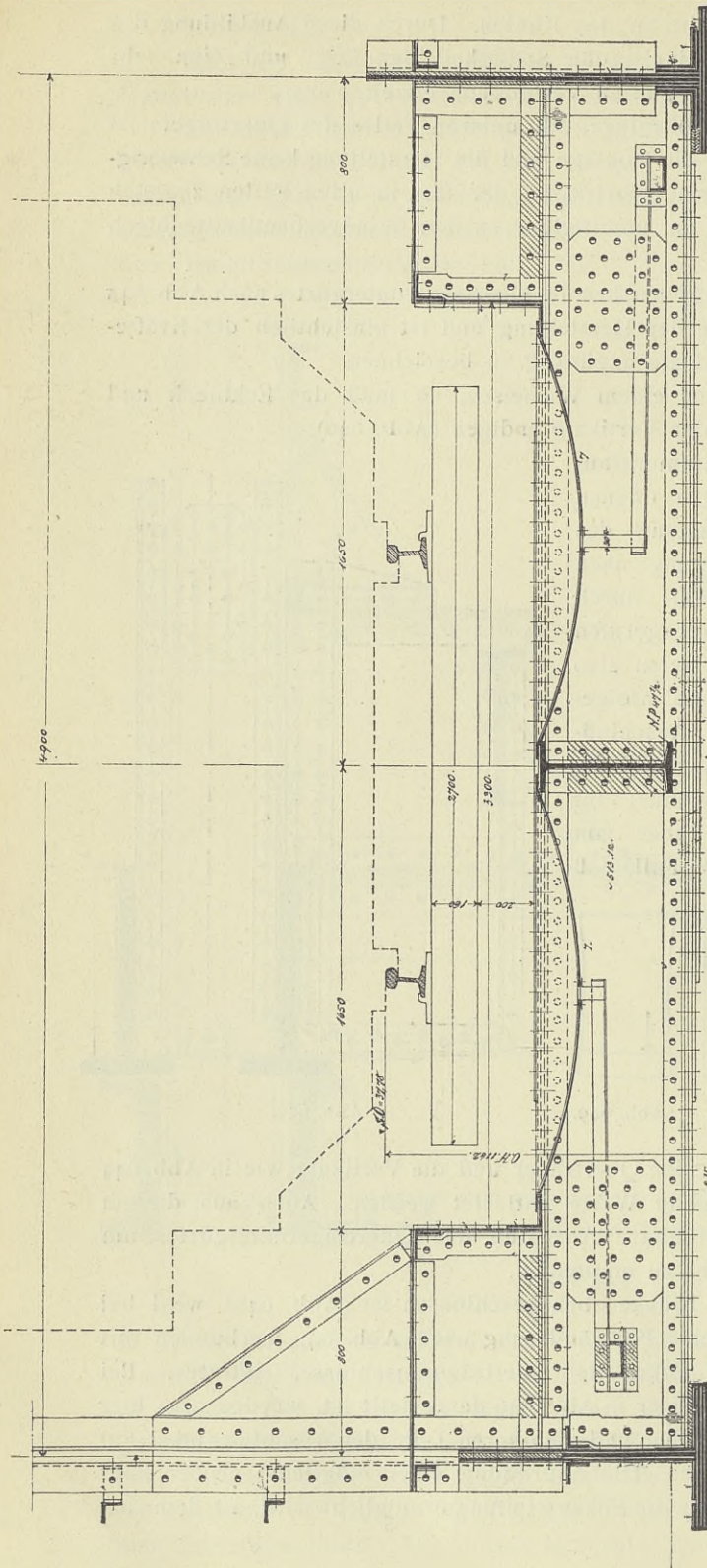


Abb. 650.

das Windverbandknotenblech den Querträger und die Vertikale wie in Abb. 644 u. 646 verbindet, in günstigster Weise entlastet werden. Auch aus diesem Grunde ist also der unmittelbare Anschluß des Querträgeruntergurtes am Windverbandknotenblech sehr zu empfehlen.

Für den Fall, daß die Brücke oben geschlossen ist (Abb. 648), wird bei Belastung des Querträgers eine Formänderung nach Abb. 649, verbunden mit negativen Momenten in den Ecken der Querträgeranschlüsse, eintreten. Bei einem Querträgeranschluß, wie er in Abb. 646 dargestellt ist, würden also hier die oberen Anschlußniete auf Zug und die oberen Teile der Anschlußwinkel auf Abbiegen beansprucht werden. Die Anordnung einer möglichst großen Zahl von Anschlußnieten, die durch die Eckaussteifung ermöglicht wird, ist demnach sehr erwünscht.



Besteht die Vertikale aus Stegblech und Winkeleisen, so können die oberen Anschlußniete von der Zugbeanspruchung und die oberen Teile der Anschlußwinkel von der Beanspruchung auf Abbiegen in sehr einfacher, aber zweckentsprechender Weise dadurch entlastet werden, daß man in die Vertikale ein schmales Blech einreifen läßt, das mit den Gurtwinkeln des Querträgers fest vernietet wird (Abb. 650).¹⁾

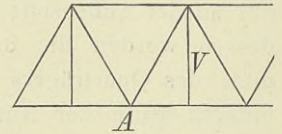


Abb. 651.

Abb. 652.

Dieser einfachen Anordnung ist im allgemeinen aber auch für oben geschlossene Eisenbahnbrücken ein mit einer Eckaussteifung verbundener Querträgeranschluß wie in Abb. 644 vorzuziehen, da die Eckaussteifungen zugleich die Aufgabe erfüllen, entgleiste Fahrzeuge von den Hauptträgern abzuweisen.

¹⁾ Vereinigte Eisenbahn- und Straßenbrücke bei Münsterwalde. Entwurf der Gesellschaft Hartort in Duisburg.

Die Abb. 651 zeigt die Fahrbahnausbildung eines Überbaues, dessen Hauptträger die in der Abb. 652 wiedergegebene Form haben. Links ist der Querträgeranschluß an der Vertikalen V und rechts an dem Knotenblech im Punkte A zur Darstellung gebracht. Links greift das Eckblech in die Vertikale und in den Querträger hinein, rechts ist es der Höhe des Knotenbleches, an dem es angeschlossen ist, entsprechend niedriger gehalten. Die seitlichen Längsträger, die das Kiesbett begrenzen, liegen auf dem Querträger. Die zweite Obergurttkopfplatte des Querträgers ist ebenso stark wie die unteren Winkel der Längsträger, gegen die sie stößt, gehalten. Auf diese Weise ist eine überall gleich hohe Unterlage für die Buckelplatten erzielt worden. Die Zwischenquerträger sind, wie aus der Abb. 653 zu ersehen ist, an dem mittleren Längsträger in hergebrachter Weise angeschlossen und an den äußeren Längsträgern durch zwei Winkel angehängt.

5. Gelenkförmige Lagerung der Querträger bei tiefliegender Fahrbahn.

Mit dem festen Anschluß der Querträger an den Hauptträgern ist der Nachteil verbunden, daß sich die Formänderungen der Querträger auf die Hauptträger übertragen, die Pfosten, an denen die Querträger befestigt sind, also auf Biegung und die Gurtungen auf Torsion beansprucht werden. Die Biegebbeanspruchung der Pfosten kann jedoch durch ausreichende Bemessung unschädlich gemacht und die Torsionsbeanspruchung der Gurtungen durch steife Ausbildung der Querträger in unbedenklichen Grenzen gehalten werden. Als weiterer Nachteil wird oft gegen den festen Anschluß der Querträger ins Feld geführt, daß bei zweiwandigen Gurtquerschnitten die innere Wandung jedes Hauptträgers durch die Auflagerkraft des Querträgers mehr beansprucht werde als die äußere. Durch die Pfosten, die in den Gurtquerschnitt hineingreifen (Abb. 644), wird aber wohl eine, fast gleichmäßige Inanspruchnahme beider Wandungen erzielt. Die aufgeführten Nachteile lassen sich durch gelenkige Lagerung der Querträger vermeiden. Bei oben offenen Balkenbrücken müssen dann aber besondere untere Riegel angeordnet werden, die mit den Pfosten biegeunempfindliche, die Obergurte gegen Ausknicken sichernde Halbrahmen bilden (vergl. Seite 271). So hat man in der Schweiz einen oben offenen Überbau der Jura-Simplon-Bahn mit gelenkiger Lagerung der Querträger ausgeführt (Abb. 654). Die Pfosten sind zweiteilig ausgebildet. Zwischen den beiden Teilen liegt der Querträger zentrisch und gelenkig auf dem Untergurt. Die eine der beiden Wandungen je zweier sich gegenüberliegenden Pfosten ist mit einem besonderen Querriegel zu einem steifen Halbrahmen vereinigt. Dem Vorteil der gelenkigen Lagerung stehen nicht zu verkennende Nachteile gegenüber. Der Materialaufwand ist bedeutend größer als in dem Falle, wo die Querträger selbst Glieder der steifen Halbrahmen sind. Ferner müssen die Querriegel fachwerkartig ausgebildet werden, damit die Längsträger durch sie hindurch zum Querträger geführt und die Querträger bequem nachgesehen werden können. Die fachwerkartigen Riegel sind aber sicher nicht so steif wie die vollwandigen Querträger, namentlich auch deshalb, weil sie auf die ganze Brückenbreite nicht ausgesteift sind. Die Querträger sind dagegen durch die Längsträger unter

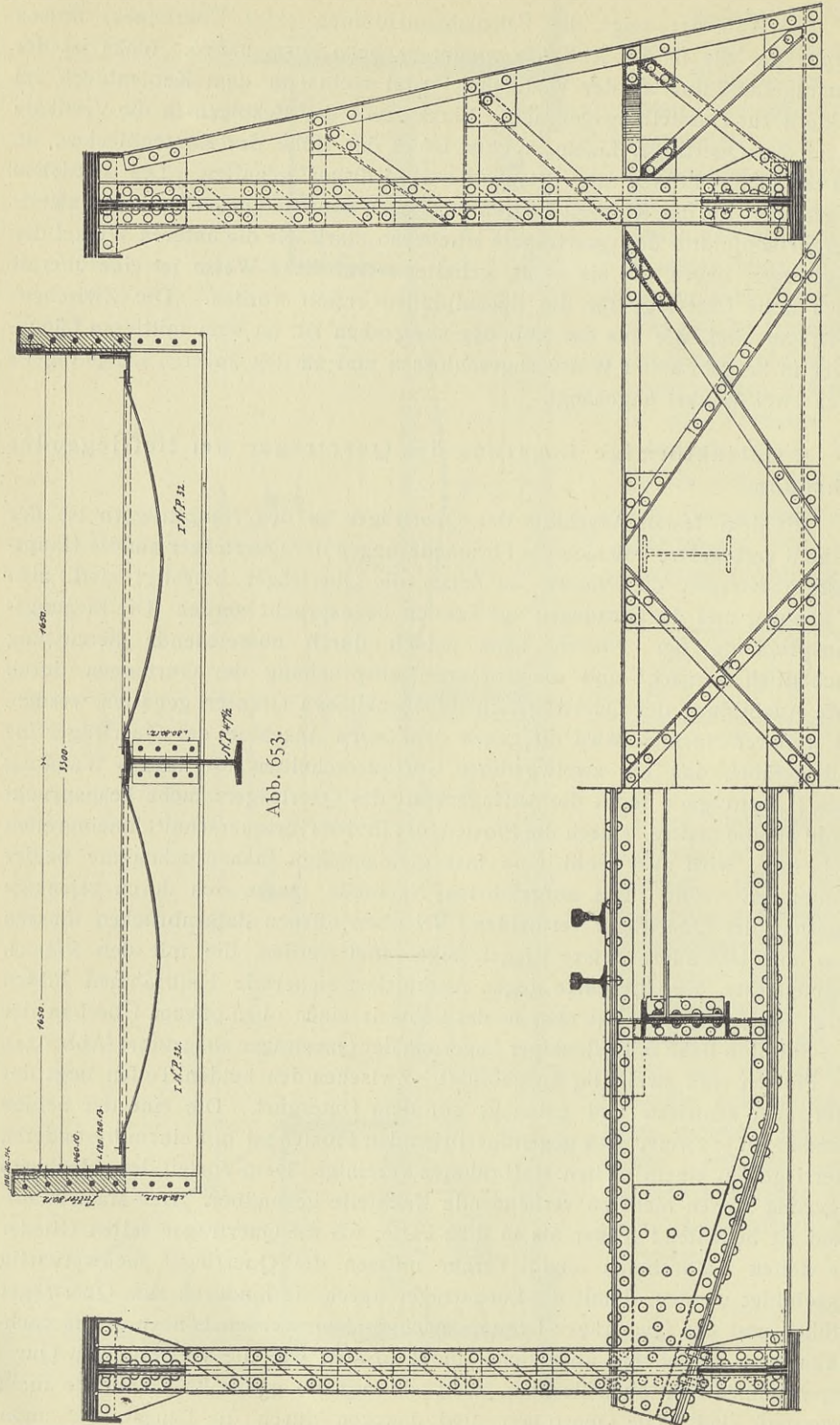


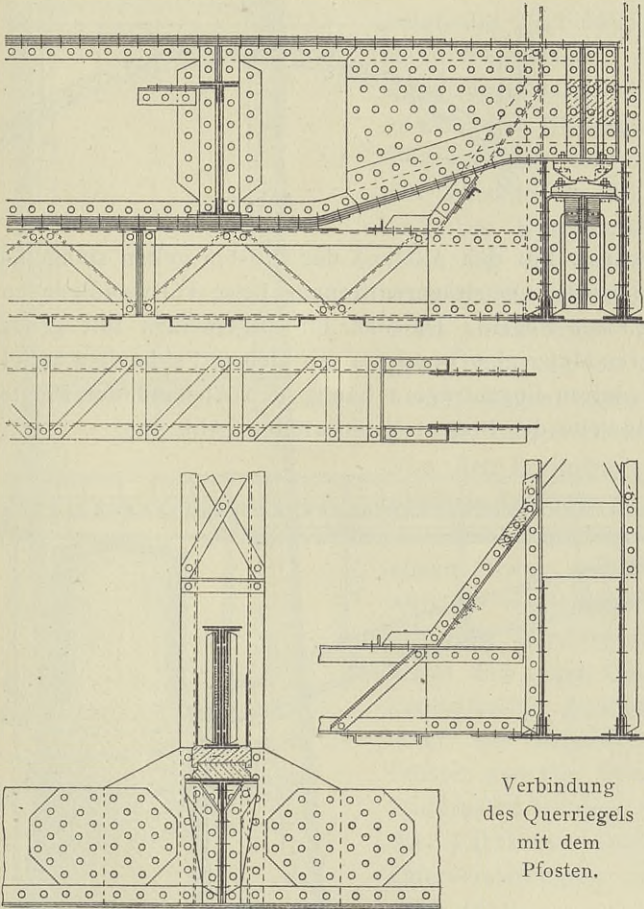
Abb. 653.

Abb. 654.

sich verbunden und lassen sich leicht durch diese gegen einen wagerechten Verband, den sogenannten Bremsverband, festlegen.

In Rußland wird gegenwärtig der gelenkigen Lagerung der Querträger vor dem festen Anschluß durch Vernietung der Vorzug gegeben. Abb. 655 stellt die gelenkige Querträgerlagerung eines kürzlich ausgeführten, oben geschlossenen

Ansicht des Querträgers und
Ansicht und Grundriß des Querriegels.



Schnitt durch den Querträger am Auflager.

Verbindung
des Querriegels
mit dem
Pfosten.

Abb. 655.

Überbaues der Moskauer Ringbahn dar. Der Querträger liegt gelenkig auf einem die beiden Wandungen des Untergurtes verbindenden Querstück innerhalb der aus vier durch Gitterwerk verbundenen Winkeleisen bestehenden Pfosten. Die Querriegel sind der Gestaltung der Pfosten entsprechend aus vier durch Gitterwerk verbundenen Winkeleisen gebildet. Die Einzelheiten sind deutlich aus der Abbildung zu ersehen.

6 Anschluß der Endquerträger.

Ist eine Endvertikale vorhanden, so unterscheidet sich der Anschluß des Endquerträgers in nichts von dem Anschluß der übrigen Querträger.

Wird der Auflagerpunkt nach der Abb. 337 auf Seite 149 ausgeführt, so schließt man den Querträger an dem inneren Knotenblech an und verbindet die beiden Knotenbleche an der Anschlußstelle durch ein kräftiges Blech, das mit Winkeln an ihnen angeschlossen wird.

d) Besonderheiten und Stützung des Fahrbahnträgergerippes bei Bogenträgern mit hochliegender Fahrbahn.

Die Lasten aus dem Verkehr und dem Eigengewicht der Fahrbahn und des Fahrbahnträgergerippes werden durch Pfosten *P* (Abb. 656) auf die Bogenträger übertragen. Der Abstand dieser Pfosten, auf denen in der Regel die

Querträger ruhen, ist beim vollwandigen Bogen unabhängig vom Bogen selbst, beim gegliederten Bogenträger (Abb. 657) dagegen abhängig von der Gliederung des Bogens. Der dem Widerlager benachbarte Pfosten wird möglichst nahe dem Auflagergelenk, wenn angängig, sogar senkrecht über diesem (vergl. die Abhandlung über die Lager und Gelenke) angeordnet, damit die quer zur Brücke gerichteten Kräfte, die in der Regel durch eine in der Ebene der Endpfosten liegende Querversteifung nach unten geführt werden, unmittelbar in

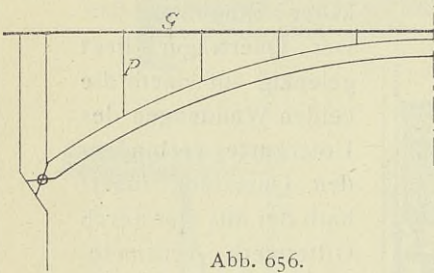


Abb. 656.

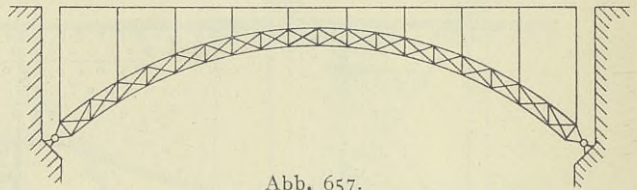


Abb. 657.

die Auflager geleitet werden. Für den Abstand der Pfosten gelten sinngemäß die auf den S. 271 u. 272 für die Querträgerentfernung beim vollwandigen und gegliederten Träger gegebenen Regeln. Da man im allgemeinen mit großen Feldweiten einen geringeren Materialaufwand als mit kleinen Feldweiten erzielt, so wird man bei gegliederten Bogenträgern häufig den Abstand der Pfosten gleich der doppelten Feldweite des Bogenträgers wählen (Abb. 657).

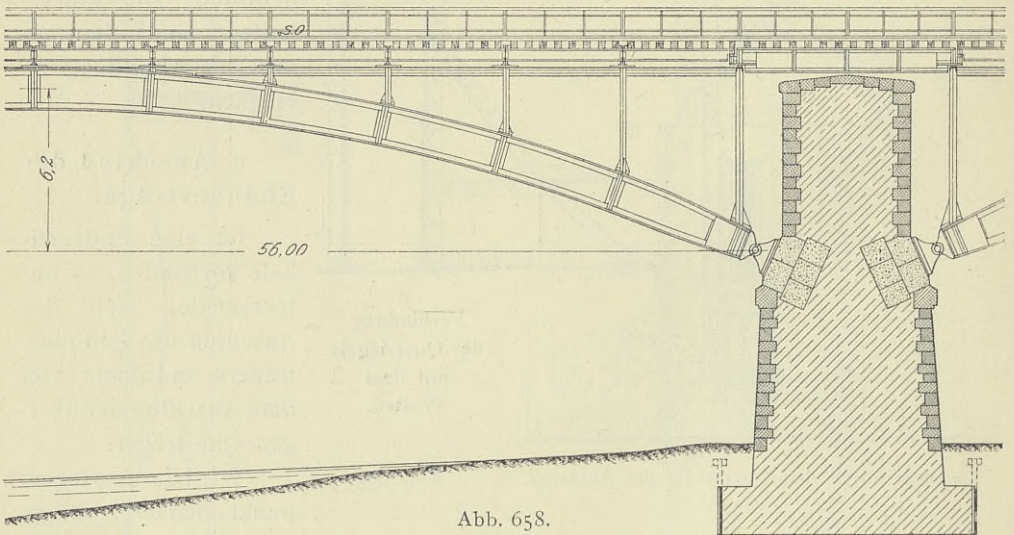


Abb. 658.

In der Mitte des Bogens sind in der Regel keine Pfosten erforderlich, weil die Fahrbahn am zweckmäßigsten auch in dem Falle, daß die Bauhöhe nicht beschränkt ist, hier unmittelbar mit dem Bogen zur Übertragung der Längskräfte in Verbindung gebracht wird.

Wird die Bettung nicht über die Brücke durchgeführt, ist also keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, so muß zur Aufnahme der quer zur Fahrbahn gerichteten Kräfte ein besonderer Windverband angeordnet werden. Die Gurtungen dieses Verbandes werden von den sogenannten Streck-

gurtungen G (Abb. 656), die meist senkrecht über den Hauptträgern liegen, gebildet. Der Querschnitt dieser Streckgurte besteht in der Regel aus einem Stegblech und Winkeleisen.

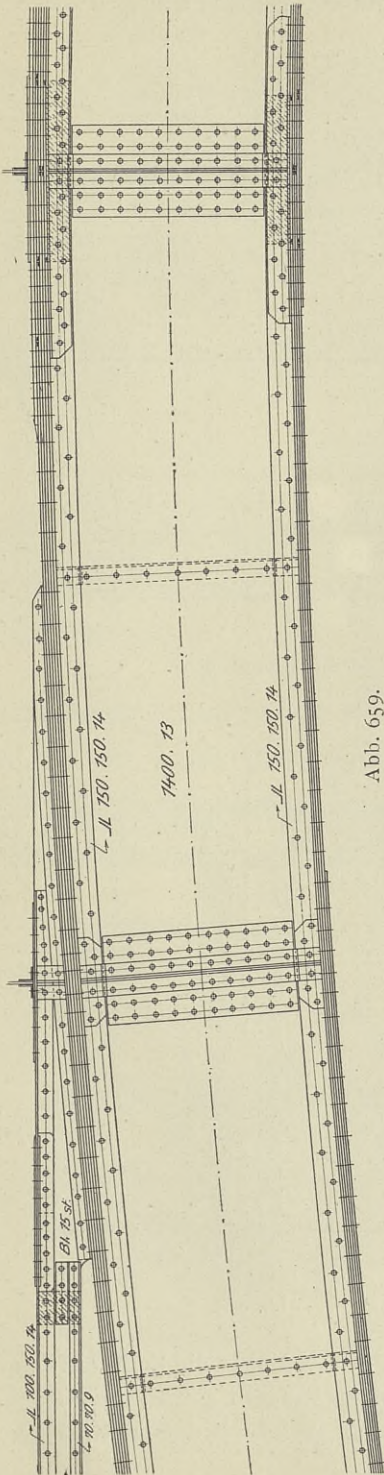


Abb. 659.

In den Abb. 659 bis 663 sind die Einzelheiten der Fahrbahn und des Fahrbahnträgergerippes eines in der Abb. 658 in der Übersicht wiedergegebenen vollwandigen Zweigelenkbogens¹⁾ dargestellt. Die Abb. 659 zeigt die Verbindung des Streckgurtes mit dem Bogenträger, auf dem der mittelste Querträger unmittelbar aufliegt. Vom Endpunkt des Streckgurtes bildet die obere Bogengurtung den Gurt des Windverbandes. Die Einzelheiten des mittelsten Querträgers und der Konsolauskragung sind aus der Abb. 660 zu ersehen. Hier ist auch der Bremsträger veranschaulicht, der die Längskraft aufzunehmen und an die Bogen abzugeben hat und zu diesem Zweck mit den beiden Bogenträgern und den Längsträgern in der dargestellten Weise verbunden ist. Von den Bremsträgern ist später noch ausführlich die Rede.

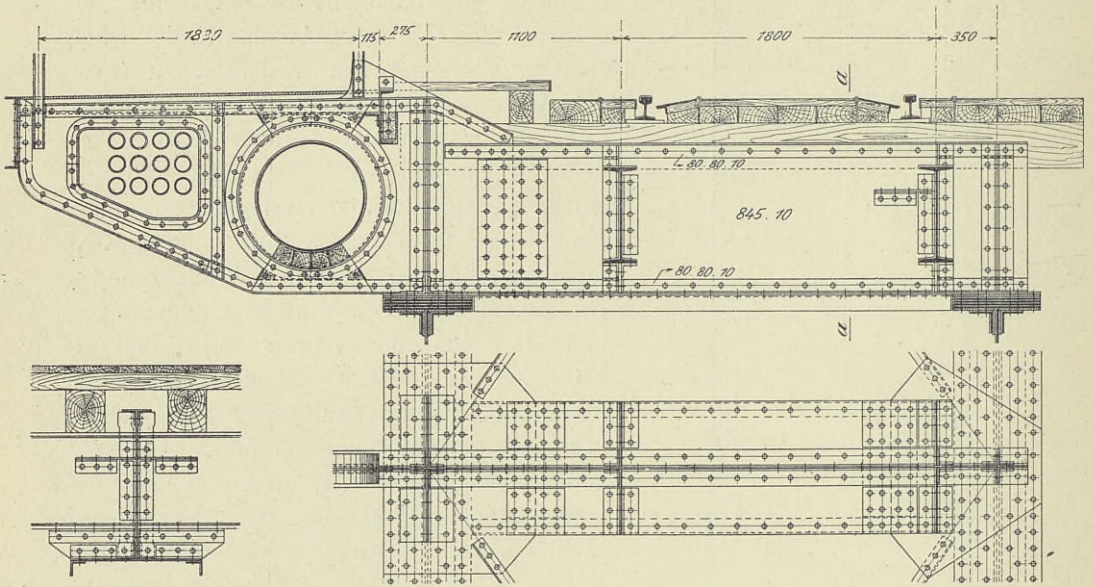
Die Lagerung eines Querträgers über einem Pfosten auf dem Streckgurt ist in der Abb. 661 wiedergegeben. Der Querträger ist mit dem Windverbandknotenblech fest vernietet und gegen Umkippen durch zwei Eckversteifungen gesichert. Der Streckgurt besteht aus Stegblech und Winkeleisen, der Pfosten aus vier Winkeln. In der Ebene der Endpfosten werden die quer zur Brücke auf die Fahrbahn entfallenden Kräfte durch Querversteifungen in die Lager geleitet (Abb. 662).

Würde man zwischen zwei Überbauten die Fahrbahnträger auf dem Mittelpfeiler auflagern (Abb. 658), so würden fraglos die Fahrzeuge beim Übergang von der elastischen Lagerung der Fahrbahnträger auf Eisen zur unelastischen Lagerung auf Stein und wieder zur elastischen Lagerung Stöße erleiden. Es ist deshalb sehr zweckmäßig, den Mittelpfeiler mit besonderen

¹⁾ Flutüberbauten der Südbrücke in Köln. Entwurf und Ausführung der Gesellschaft Harkort.

kleinen Blechträgern zu überbrücken, wie es bei der in der Abb. 658 dargestellten Ausführung geschehen ist. Die Einzelheiten sind aus der Abb. 663 zu ersehen. Die Blechträger ruhen auf den Endquerträgern auf, die zu diesem

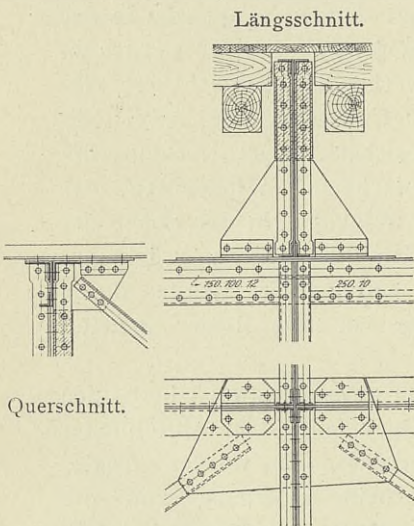
Mittelster Querträger.



Schnitt a-a.

Grundriß des Bremsträgers.

Abb. 660.



Grundriß.

Abb. 661.

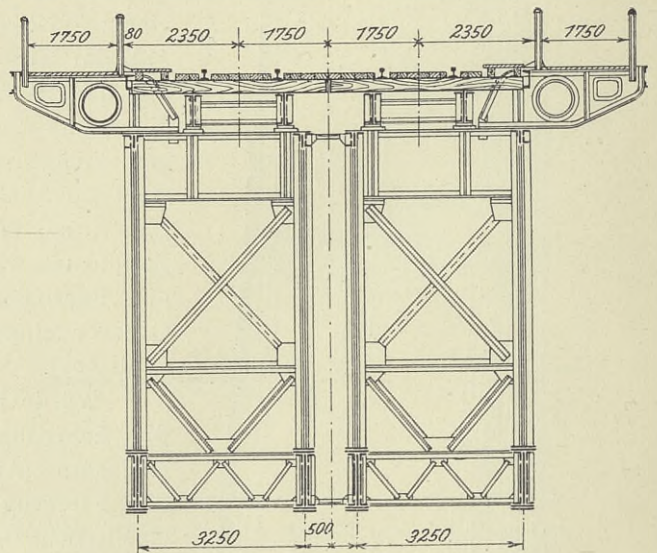
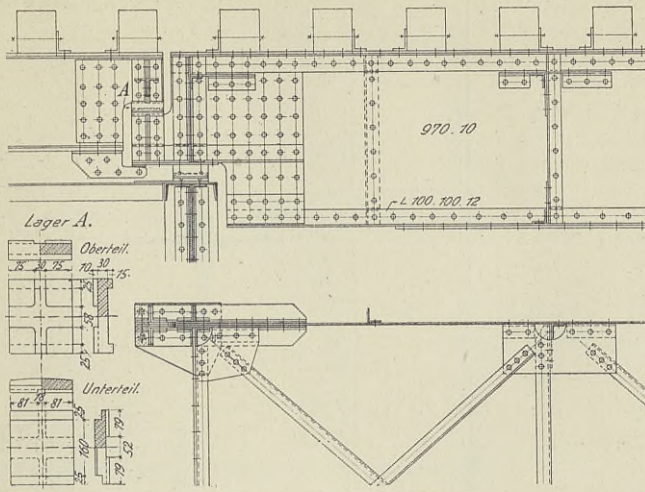


Abb. 662.

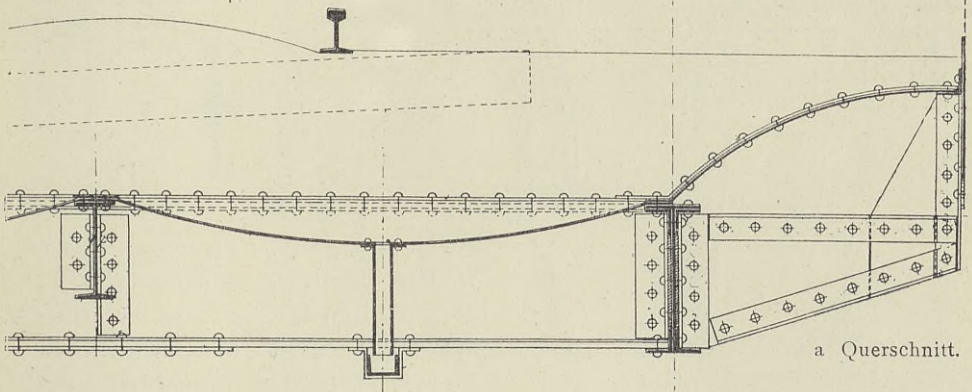
Zweck tiefer als die übrigen angeordnet sind. Sie sind über die Endquerträger vorgekragt und dienen hier den benachbarten Längsträgern zur Unterstützung. Gegen Abheben sind diese Längsträger dadurch gesichert, daß eine Knagge unter den Kragarm des Blechträgers greift.



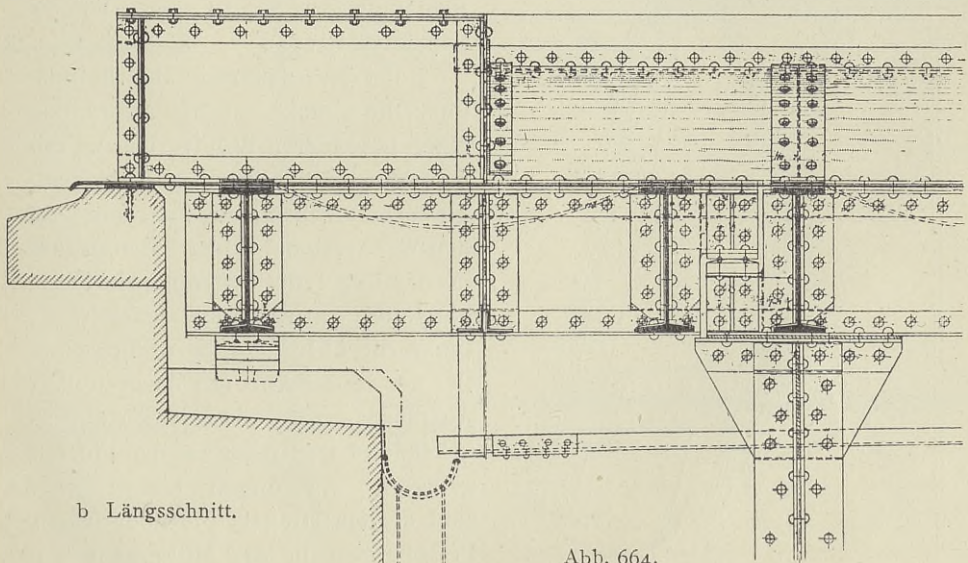
Grundriß.]

Abb. 663.

Beim Übergang von der Brücke zum Endwiderlager kann in der Regel wegen des großen Abstandes des Endpfostens von der hochgehenden Mauer eine Konstruktion mit ausgekrantten Konsolen nach Abb. 625 nicht ausgeführt werden. Es empfiehlt sich vielmehr, von der Brücke zum Widerlager in der Verlängerung der Längsträger kleine Schleppträger hinüberzustrecken, die

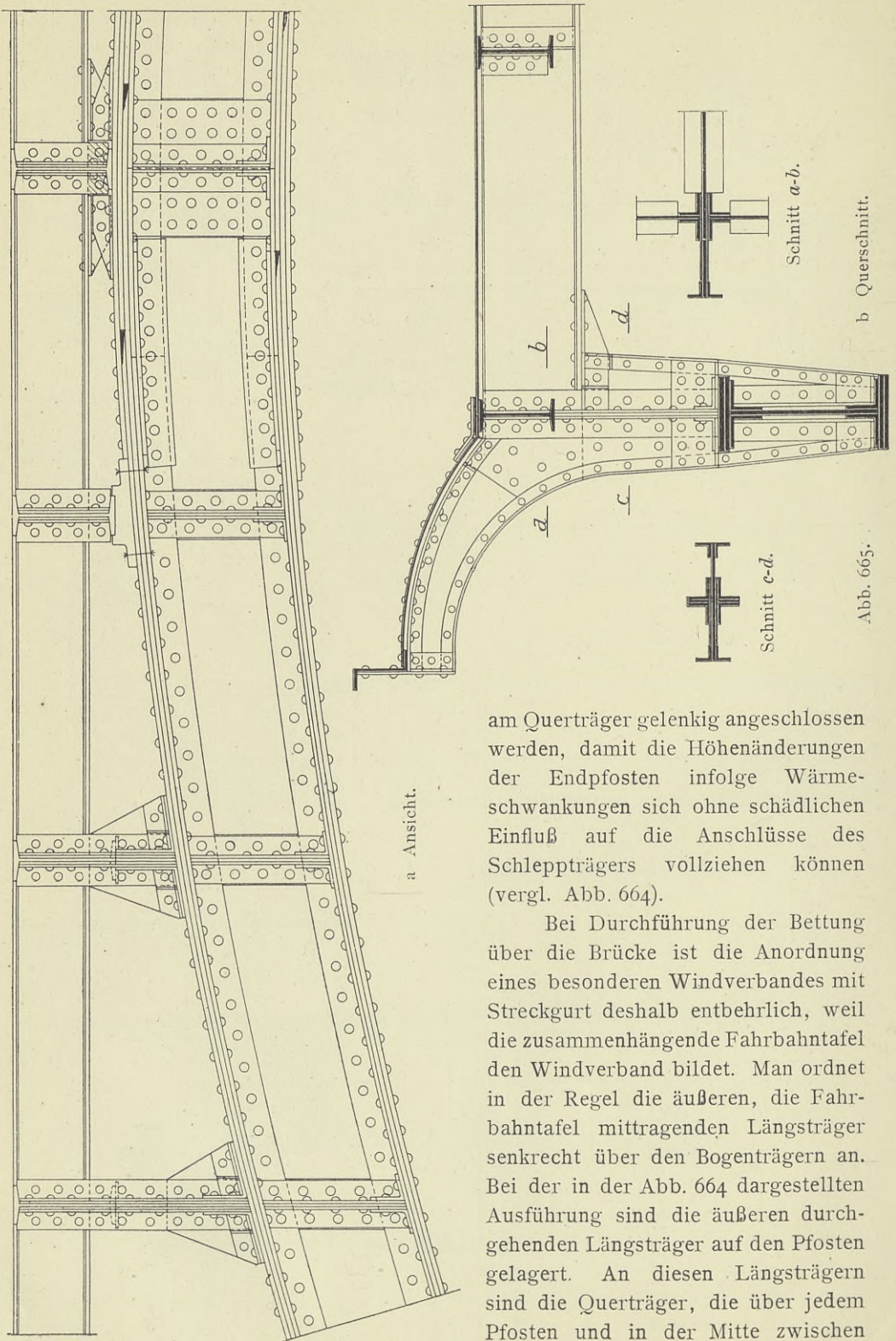


a Querschnitt.



b Längsschnitt.

Abb. 664.



am Querträger gelenkig angeschlossen werden, damit die Höhenänderungen der Endpfosten infolge Wärmeschwankungen sich ohne schädlichen Einfluß auf die Anschlüsse des Schleppträgers vollziehen können (vergl. Abb. 664).

Bei Durchführung der Bettung über die Brücke ist die Anordnung eines besonderen Windverbandes mit Streckgurt deshalb entbehrlich, weil die zusammenhängende Fahrbahntafel den Windverband bildet. Man ordnet in der Regel die äußeren, die Fahrbahntafel mittragenden Längsträger senkrecht über den Bogenträgern an. Bei der in der Abb. 664 dargestellten Ausführung sind die äußeren durchgehenden Längsträger auf den Pfosten gelagert. An diesen Längsträgern sind die Querträger, die über jedem Pfosten und in der Mitte zwischen

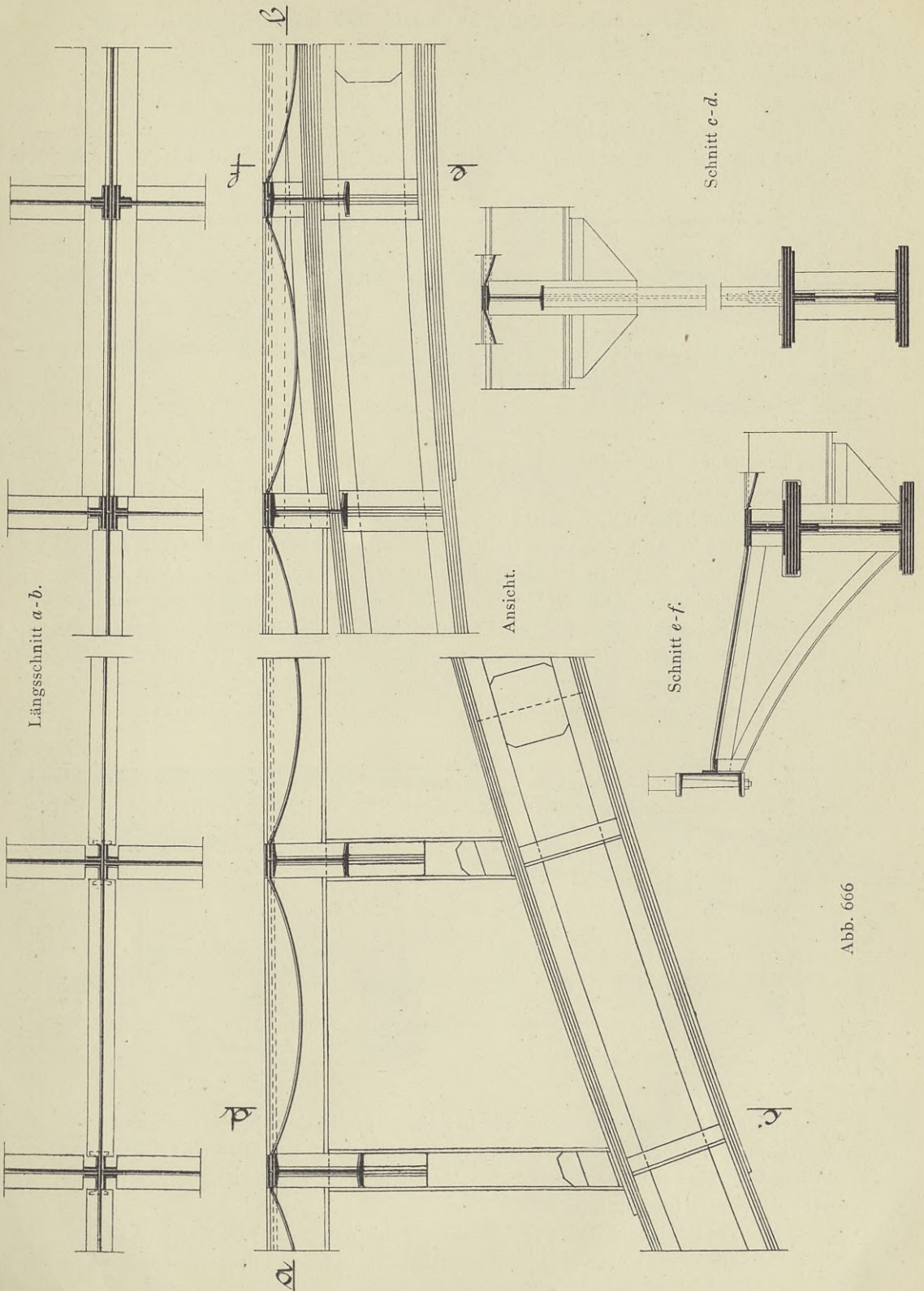
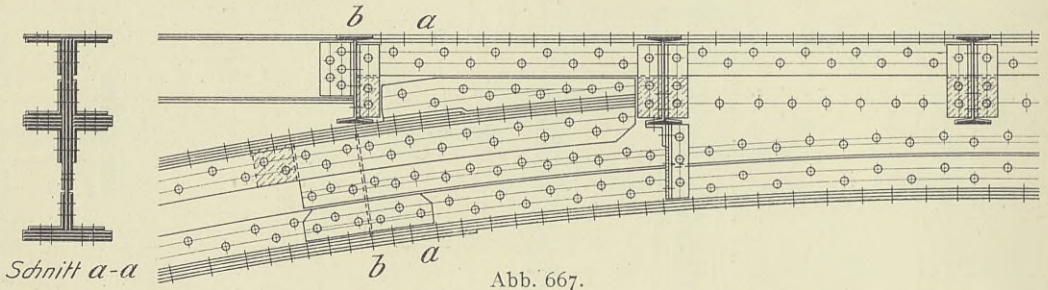


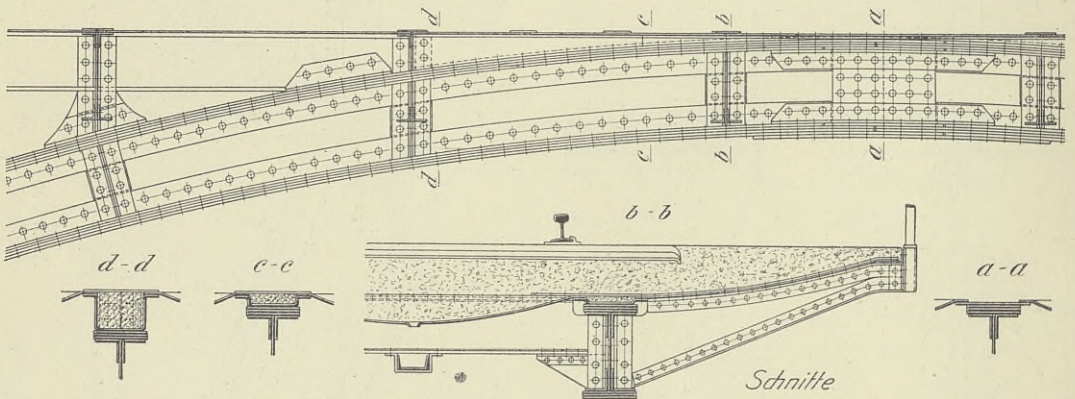
Abb. 666

zwei Pfosten liegen, angeschlossen. Die aus Buckelplatten bestehende Fahr-
 bahntafel wird von den äußeren Längsträgern, den Querträgern und einem
 mittleren Längsträger gestützt. Aus dem Längsschnitt ist auch die Lagerung
 des Schleppträgers zu ersehen. Beide Lager sind beweglich, die feste Ver-
 bindung mit dem Überbau wird durch die Fahrbahntafel hergestellt. Um die
 Gelenkwirkung nicht in Frage zu stellen, ist zu beiden Seiten des Gelenkes je



ein Querträger angeordnet. Der Raum zwischen diesen beiden Querträgern
 ist mit einem Flachblech überspannt (vergl. hierüber Näheres in der Ab-
 handlung über Lager und Gelenke).

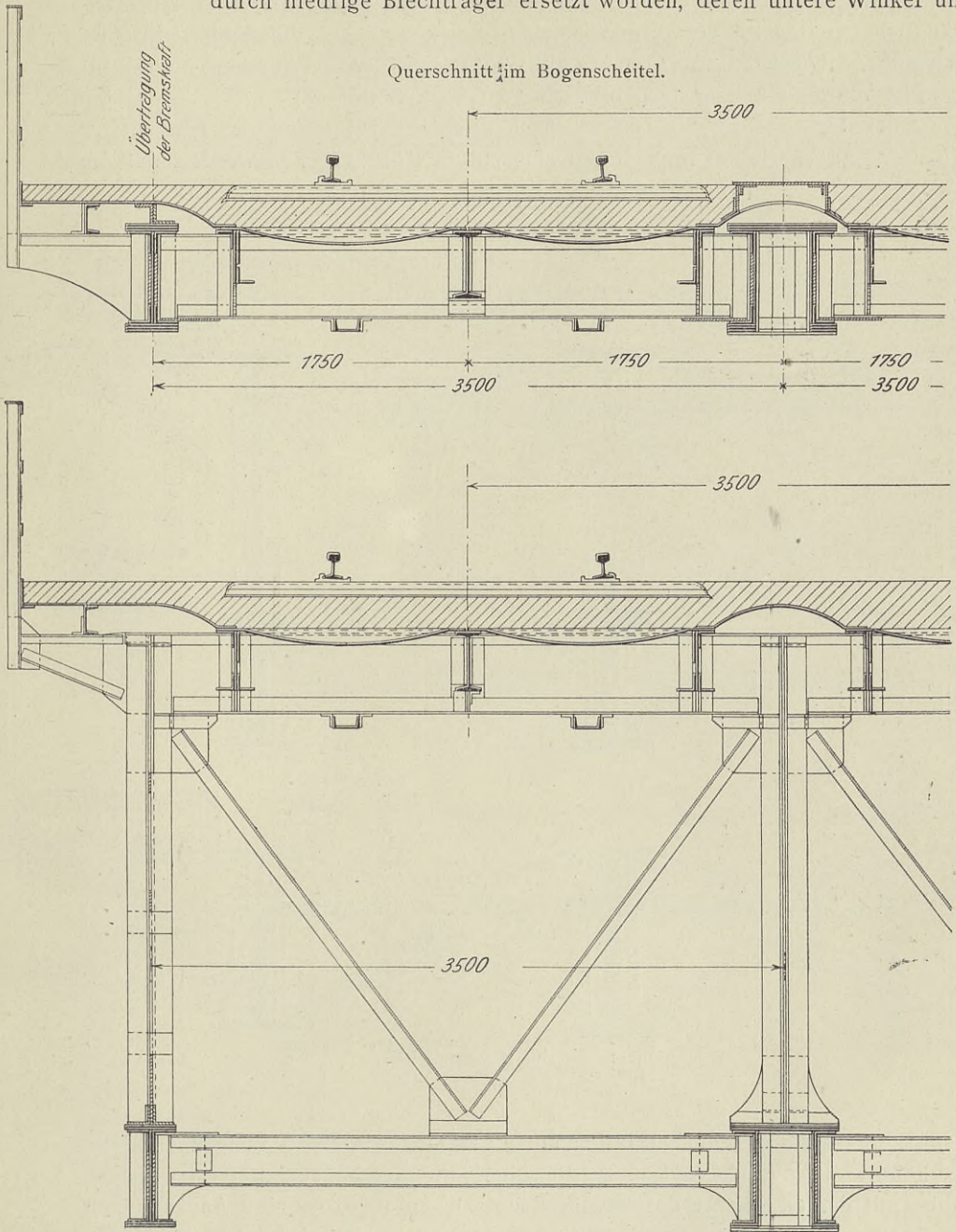
Bei der in Abb. 665 dargestellten Ausführung liegen die äußeren Längs-
 träger ebenfalls senkrecht über dem Bogenträger. Sie gehen aber nicht durch,
 sondern sind an den Querträgern angeschlossen. Der mittlere Querträger
 ruht unmittelbar auf dem Bogen, die ihm benachbarten Querträger übertragen
 ihren Druck mittels eines Lagerkörpers auf den Bogenträger, und erst die
 nächsten Querträger sind durch Pfosten gestützt. Die Querträger sind mit
 diesen und den Bogen zu steifen Querrahmen vereinigt, die die auf den Bogen



wirkenden, quer zur Brücke gerichteten Kräfte auf die als Windverband dienende
 Fahrbahntafel übertragen. Im Bogenscheitel stehen die äußeren Längsträger
 durch Winkeleisen in unmittelbarer Verbindung mit den Bogenträgern und
 geben hier die Längskräfte an sie ab.

Abb. 666 zeigt wieder eine Ausführung mit durchgehenden äußeren Längs-
 trägern. Diese sind ebenso wie die Querträger unter Wegnahme der unteren

Flansche mittels vier Winkleisen an den aus I-Eisen bestehenden Pfosten angeschlossen. In den drei mittelsten Feldern sind die I-Eisen der Längsträger durch niedrige Blechträger ersetzt worden, deren untere Winkel un-



Querschnitt.

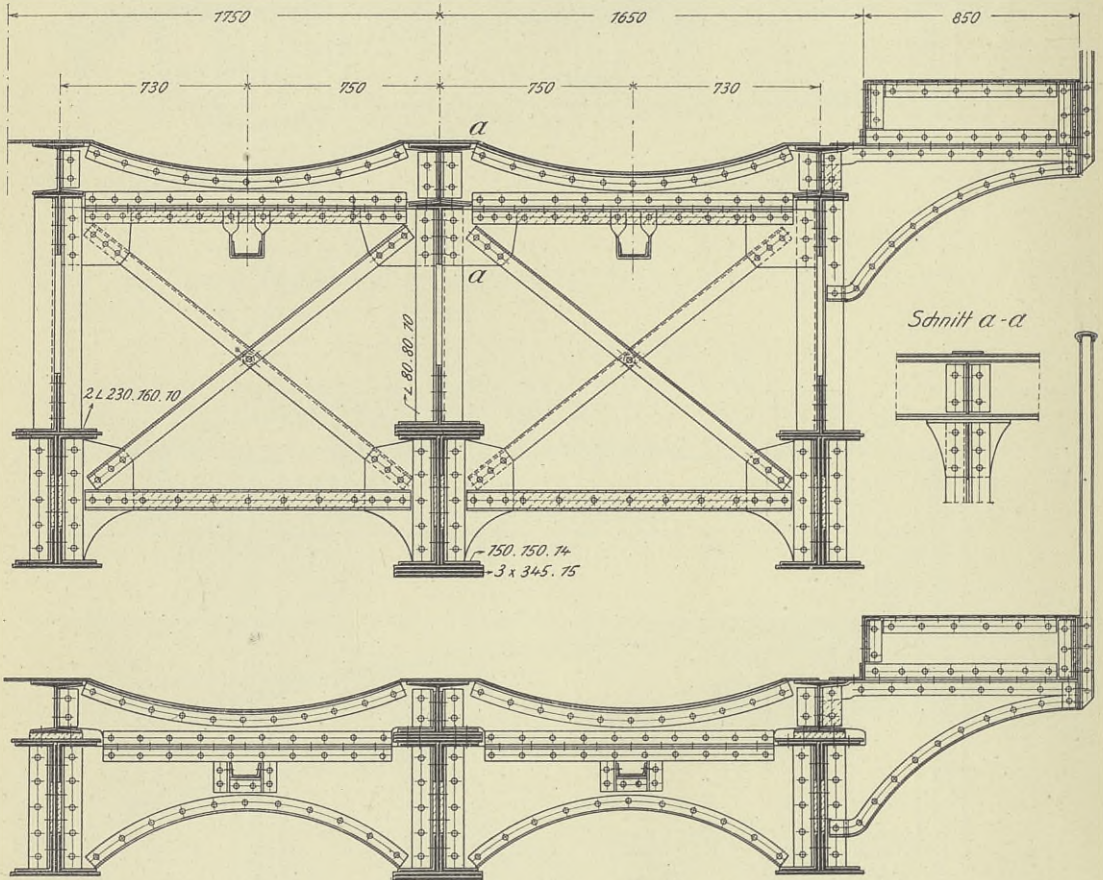
Abb. 669.

mittelbar mit dem Bogen vernietet sind. Diese Konstruktion wendet man zweckmäßig auch in dem Falle an, daß die Bauhöhe noch etwas größer als in der vor-

liegenden Ausführung ist, so daß die Längsträger berührend über den Bogen durchgeführt werden können, und zwar deshalb, weil sich bei Durchführung der I-Träger zwischen ihrer Unterkante und dem Bogenscheitel schwer zugängliche Stellen bilden würden. Man kann auch zu der auf Seite 168 schon erwähnten Konstruktion greifen (Abb. 667), bei der der Bogenscheitel mit gerader oberer Gurtung ausgebildet wird (vergl. Seite 168).

Bei der in der Abb. 666 veranschaulichten Ausbildung der Längsträger über den Bogenscheitel muß diesen eine solche Höhe gegeben werden, daß die

Querschnitt.



Querschnitt im Bogenscheitel.

Abb. 670.

Befestigungsriete der Buckelplatten noch geschlagen werden können. Ist die Bauhöhe so beschränkt, daß man die Oberkante der Fahrbahntafel in gleiche Höhe mit der Oberkante des Bogenscheitels legen muß, so sind Anordnungen am Platze, wie sie die Abb. 668 u 669 darstellen. Bei der in der Abb. 668 veranschaulichten Ausführung werden die Buckelplatten von den Querträgern und einem auf dem Bogenscheitel vernieteten Preßstück getragen, dessen Form aus den Schnitten zu ersehen ist. Das Preßstück wird mit Asphaltbeton ausgefüllt. Seine Ränder, auf denen die Buckelplatten vernietet werden, werden

an einigen Stellen durch Flacheisen verbunden. Bei dem in der Abb. 669 veranschaulichten Bogenträger hat man die tiefe Lage der Fahrbahn am Scheitel dadurch erreicht, daß man die äußeren Längsträger nicht senkrecht über den Bogenträgern, sondern seitlich angeordnet hat. Die Bogenträger sind durch aufwärts gewölbte Tonnenbleche gegen die Bettung abgeschlossen. Die Längs-

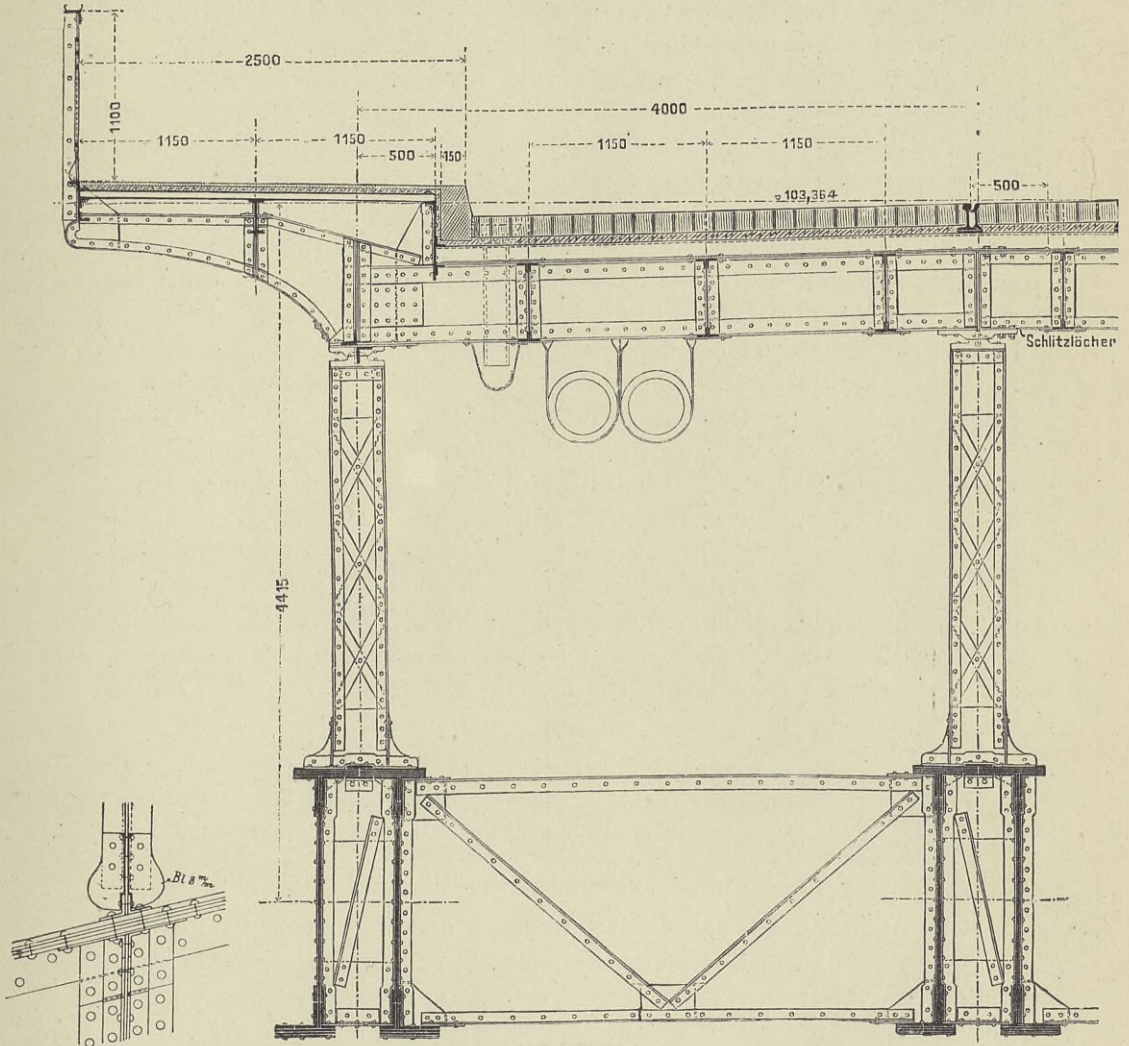


Abb. 671 b.

Abb. 671 a.

kräfte der Fahrbahn werden durch eine Verbindung des Bogenscheitels mit den Tonnenblechen auf die Bogen übertragen.

Die Abb. 670¹⁾ zeigt eine Fahrbahnplatte aus Tonnenblechen, die über die Widerlager entwässert werden. Das Fahrbahnträgergerippe besteht nur aus Längsträgern, die sich auf die aus zwei Winkelisen bestehenden Pfosten (Schnitt *a— a*) und im Bogenscheitel auf den Bogen selbst stützen. Die Bogen

¹⁾ Unterführung der Offenbacher Landstraße in km 8,6 + 60 der Strecke Frankfurt — Bebra. Entwurf und Ausführung von Klönne-Dortmund.

sind durch Querversteifungen gegen die als Windverband dienende Fahrbahn-
tafel festgelegt.

Die Abstützung der Fahrbahnträger auf den Pfosten ist aus verschiedenen
Abbildungen zu ersehen, sie ist bei den vorgeführten Beispielen unter fester
Vernietung der Fahrbahnträger und Pfosten erfolgt. In diesem Falle wird der
Anschluß der Pfosten an den Bogenträgern auch durch feste Vernietung bewirkt
(Abb. 665, 666, 670 u. 392).

Die Fahrbahn wird, wie bereits erwähnt wurde, in der Mitte mit dem
Bogen zwecks Übertragung der Längskräfte in feste Verbindung gebracht. Bei
größeren Spannweiten werden infolgedessen die von der Brückenmitte entfernt
liegenden Pfosten bei durch Wärmeschwankungen verursachten Längen-
änderungen der Fahrbahn samt ihren Anschlüssen auf Biegung beansprucht.
Will man dies vermeiden, so ist es erforderlich, die Fahrbahnträger gelenkig
auf den Pfosten zu lagern und die Pfosten unten mittels Gelenke an den Bogen
derart anzuschließen, daß sie in der Längsrichtung der Brücke pendeln können.
Diese Konstruktion ist bei dem Entwurf der Brückenbauanstalt Gustavsburg
für eine feste Straßenbrücke über den Neckar bei Mannheim gewählt worden
(Abb. 671 a u. b). Die Querträger ruhen mittels Kugellager, die in den einander
berührenden Teilen verschieden große Halbmesser haben, auf den Pfosten.
Diese sind mittels Blattfedergelenke an dem Bogen angeschlossen. Zwei
Winkeleisen fassen ein Knotenblech zwischen sich, an dem die Winkeleisen
der Pfosten ihren Anschluß finden, jedoch derart, daß zwischen ihnen und den
auf den Bogen genieteten Winkeleisen ein genügender Spielraum zur Erzielung
der Gelenkwirkung bleibt. Die aus der Abb. 671 b zu ersehenden, an die
Winkeleisen der Pfosten genieteten Flacheisen, die nur aus Schönheitsrücksichten
zur Verdeckung der schwachen Gelenkstelle dienen, haben solche Ausschnitte
erhalten, daß sie die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigen.

e) Besonderheiten und Stützung des Fahrbahnträgergerippes bei Bogenträgern mit tiefliegender Fahrbahn.

a) Beim Zweigelenkbogen mit Zugband.

Es ist klar, daß bei größeren Stützweiten das Zugband die Fahrbahnträger
ebenso in nicht unerheblichem Maße beeinflußt und von diesen beeinflußt wird,
wie der Untergurt eines Balkenträgers, falls nicht besondere Vorkehrungen ge-
troffen werden, um diesen Beeinflussungen vorzubeugen. Über den Einfluß der
Formänderung der Gurtungen auf die Fahrbahnträger ist auf der Seite 270
nachzulesen. Wie schon auf der Seite 287 näher erörtert wurde, wird die
Größe dieses Einflusses in zweckmäßiger Weise dadurch herabgemindert, daß
man das Fahrbahnträgergerippe an mehreren Stellen unterbricht. Dies Ver-
fahren hat selbstverständlich auch beim Bogenträger mit Zugband den ge-
wünschten Erfolg. Man kann also die Querträger mit den Hängestangen und
dem Zugband ebenso wie mit den Pfosten und dem Untergurt eines Balken-
trägers in feste Verbindung bringen und das Fahrbahnträgergerippe an mehreren
Stellen unterbrechen. Diese Art der Befestigung der Querträger in Verbindung
mit Unterbrechungen des Fahrbahnträgergerippes ist neuerdings bei der Nord-

brücke in Köln zur Ausführung gekommen (Abb. 672).¹⁾ Die Ausführung zeigt keine Besonderheiten gegenüber den bereits besprochenen Querträgeranschlüssen. Zu erwähnen ist nur, daß das Eckblech in den Querträger und das Zugband hineingreift. Der feste Anschluß der Querträger am Hängestab und Zugband ist entschieden der einfachste und kann zu keinen nennenswerten gegenseitigen Beeinflussungen des Zugbandes und der Fahrbahnträger Veranlassung geben, falls das Fahrbahnträgergerippe in genügend kleinen Abständen unterbrochen wird. Die feste Verbindung zwischen Querträger, Hängestab und Zugband im Verein mit Unterbrechungen des Fahrbahnträgergerippes wird daher auch neuerdings wieder gegenüber der beweglichen Aufhängung der Fahrbahn, die bis vor kurzem sehr beliebt war, der Vorzug gegeben. Die bewegliche Auf-

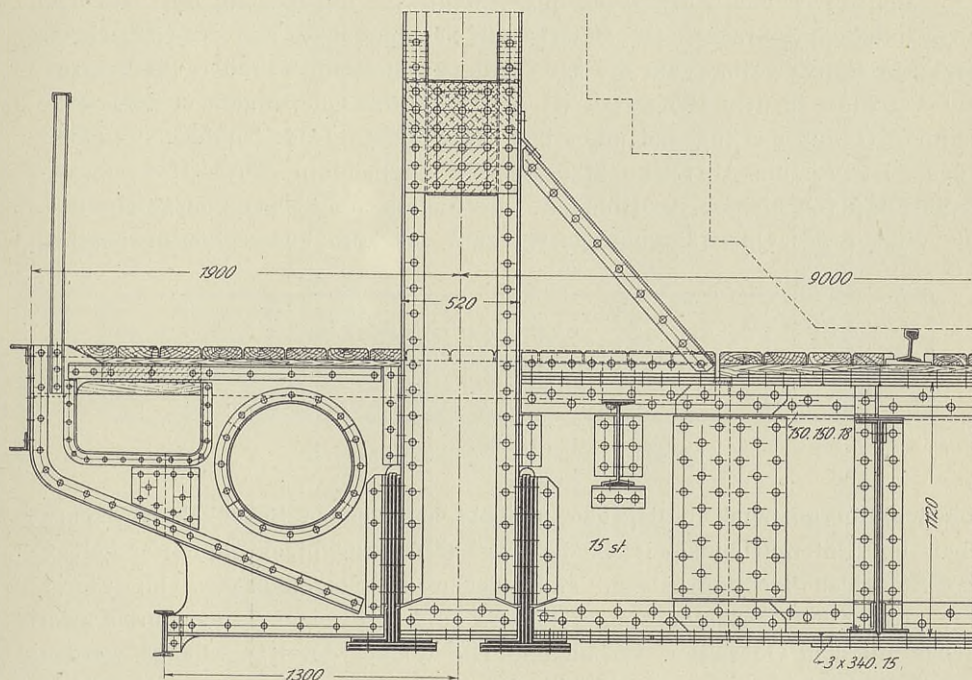


Abb. 672.

hängung der Fahrbahn beim Zweigelenkbogen mit Zugband, die zuerst von Seifert und Backhaus angegeben worden ist, läßt sich in einfachster Weise dadurch herstellen, daß man die Querträger nur mit den Hängestangen fest verbindet, das Zugband aber nur in einen losen Zusammenhang mit ihnen bringt (Abb. 674). In diesem Falle können sich die Formänderungen des Zugbandes nicht auf die Fahrbahnträger übertragen und die Fahrbahnlängsträger nicht den Spannungszustand des Zugbandes beeinflussen. Die Endquerträger sind als Glieder der Endportale natürlich fest mit den Endpfosten in Verbindung zu bringen. Die Längsträger müssen also beweglich an diesen Querträgern gelagert sein, damit die Wirkung der beweglichen Aufhängung nicht aufgehoben wird. Der untere Windverband wird meist von den beiden End-

¹⁾ Entwurf und Ausführung der Gesellschaft Harkort-Duisburg.

querträgern und einem doppelten Diagonalenzug und den Zugbändern als Gurtungen gebildet (Abb. 673). Die Querträger gehören also mit Ausnahme der Endquerträger nicht zum Windverbände. Damit aber die quer zur Brückenachse auf die Fahrbahn wirkenden Kräfte an den Windverband abgegeben werden können, werden die Querträger gegen das Zugband abgestützt. Die auf die Fahrbahn wirkenden Längskräfte werden in dem Falle, daß keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden ist, in der Brückenmitte von den Längsträgern an einen Bremsträger abgegeben und von diesem den Zugbändern zugeführt, die sie zu den festen Lagern weiter leiten (Abb. 673). Bei einer steifen Fahrbahntafel, z. B. bei Anwendung von Buckelplatten, genügt es, den mittelsten Querträger mit den Zugbändern in feste Verbindung zu bringen. In der Abb. 674 ist eine Ausführung mit beweglicher Aufhängung der Fahrbahn zur Darstellung gebracht. Die Unterkanten des Zugbandes und des Querträgers liegen in gleicher Höhe, um die zur Verfügung stehende Bauhöhe auszunutzen. Am Anschluß an dem Hängestab ist die Höhe des Querträgers in dem Maße vermindert, daß das Zugband unter ihm Platz findet. Das Stegblech des Querträgers ist bis zum Abstützpunkt gegen das Zugband in ganzer Höhe durchgeführt und von hier ab der Höhe des Querträgers entsprechend ausgeschnitten. Die Winkel des Querträgeruntergurtes sind bis zum Fußwegkonsol geführt,

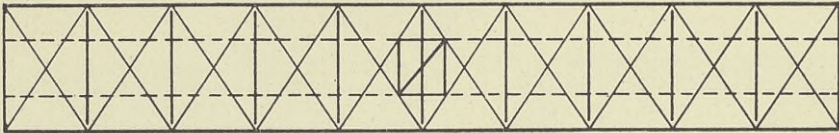


Abb. 673. Grundriß des Windverbandes.

von den Obergurtwinkeln dagegen nur die anliegenden Schenkel. Zwischen Ober- und Untergurtwinkel ist beiderseits auf das Stegblech ein Futter gelegt. Das Stegblech der Hängestange stößt gegen das Stegblech des Querträgers und wird unter Einschaltung eines Futter auf jeder seiner Seiten durch zwei Bleche mit dem Querträger verbunden. Die Winkel der Hängestange werden mittels Keilfutter auf die Anschlußbleche geführt. Der Querträger ist mittels eines Berührungslagers gegen das Zugband und somit gegen den Windverband abgestützt. Das Zugband ist an dem Querträger aufgehängt, um große Durchbiegungen infolge seines Eigengewichtes zu verhindern, und zwar derart, daß Bewegungen zwischen Querträger und Zugband möglich sind. Zu diesem Zweck setzt sich das Zugband frei beweglich auf einen Lagerkörper auf, der mittels zweier Flacheisen und Winkel an dem Querträger hängt. Eine der eben beschriebenen Aufhängung ähnliche ist in der Abb. 675 veranschaulicht. Ein in die Hängestange, den Querträger und das Konsol hineinfaßendes Blech stößt gegen die einzelnen Stegbleche. Die Stöße werden durch Laschen gedeckt. Die Winkel des Querträgers werden ebenso wie bei der vorstehend geschilderten Anordnung geführt. Die Aufhängung des Zugbandes erfolgt durch zwei Flacheisen, die oben am Querträger und unten an zwei mit dem Zugband vernieteten Winkel-eisen gelenkig angeschlossen sind. Der Querträger ist mittels eines zwischen zwei Winkeln liegenden, an der Außenkante abgerundeten Flacheisens gegen

das Windverbandknotenblech abgestützt, das am Knotenpunkt an die Stelle der beiden wagerechten Flacheisen des Zugbandquerschnittes getreten ist.

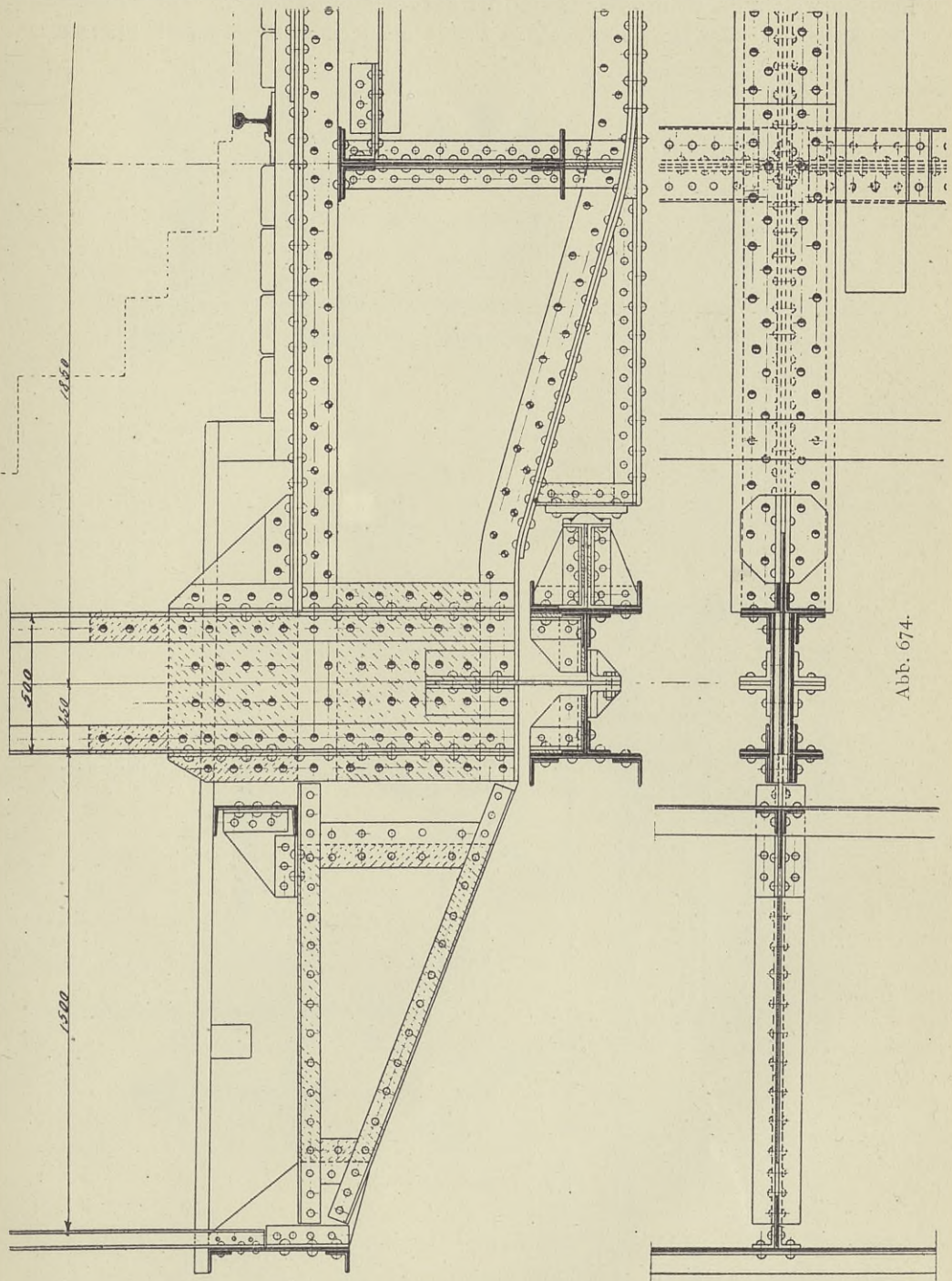


Abb. 674.

Wie bereits erwähnt wurde, wird die Fahrbahn in der Brückenmitte mit dem Zugbande in feste Verbindung gebracht. Bei einer Dehnung des Zugbandes

infolge einer Belastung müssen also die Hängestangen, an denen die Querträger befestigt sind, um ihre Aufhängepunkte Drehungen ausführen, die um so größer sind, je weiter die Hängestangen von der Brückenmitte abliegen. Die mittleren Hängestangen, die bei ihrer großen Länge genügende Biegsamkeit besitzen,

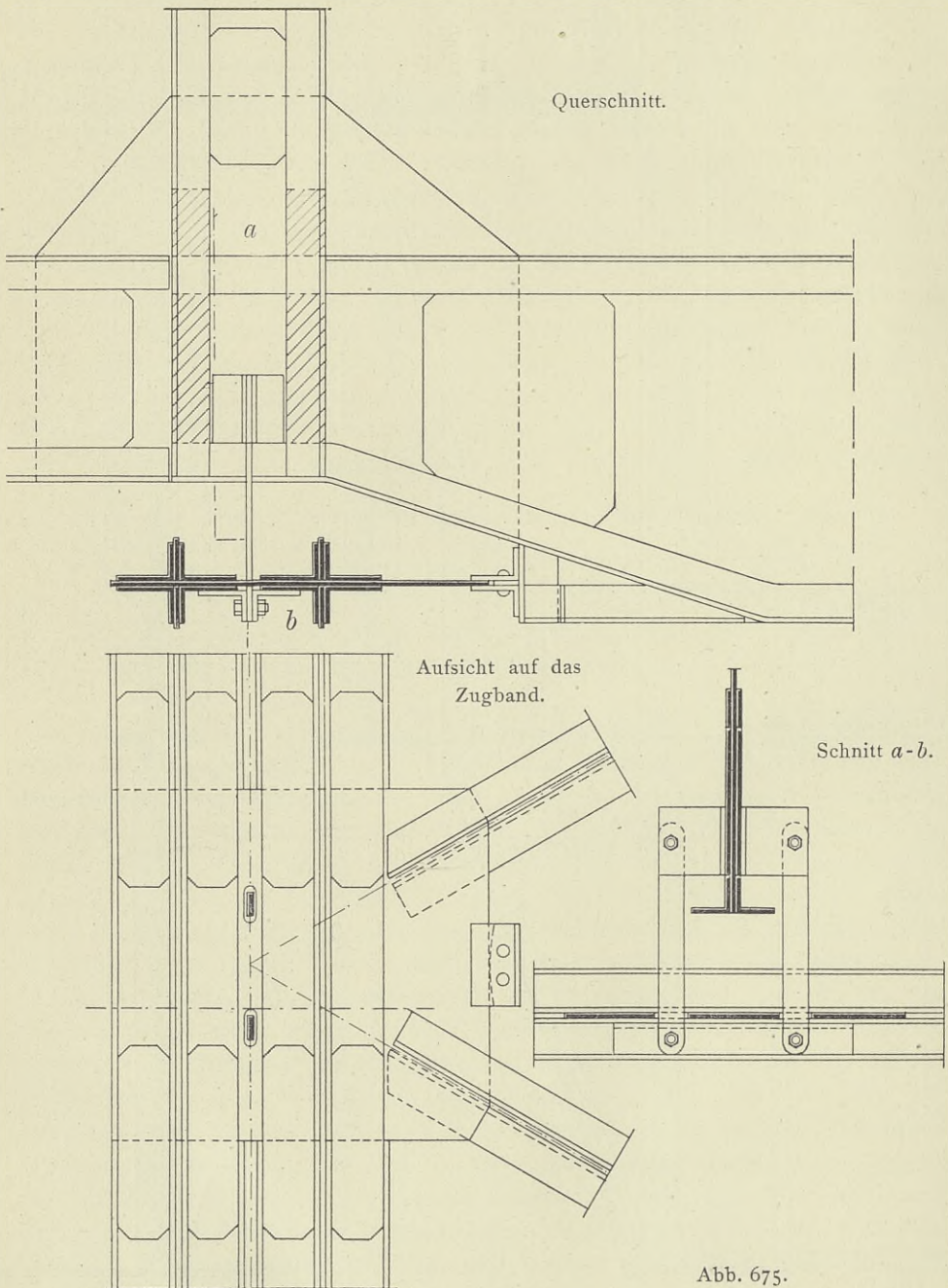


Abb. 675.

kann man ohne Bedenken fest an den Bogen anschließen (vergl. die Abb. 421 bis 432). Die kürzeren, an den Enden des Überbaues liegenden Hängestangen

werden dagegen zweckmäßig gelenkig an den Knotenpunkten der Bogenträger angeschlossen. Gute derartige Anschlüsse sind bereits in den Abb. 435 u. 436 dargestellt.

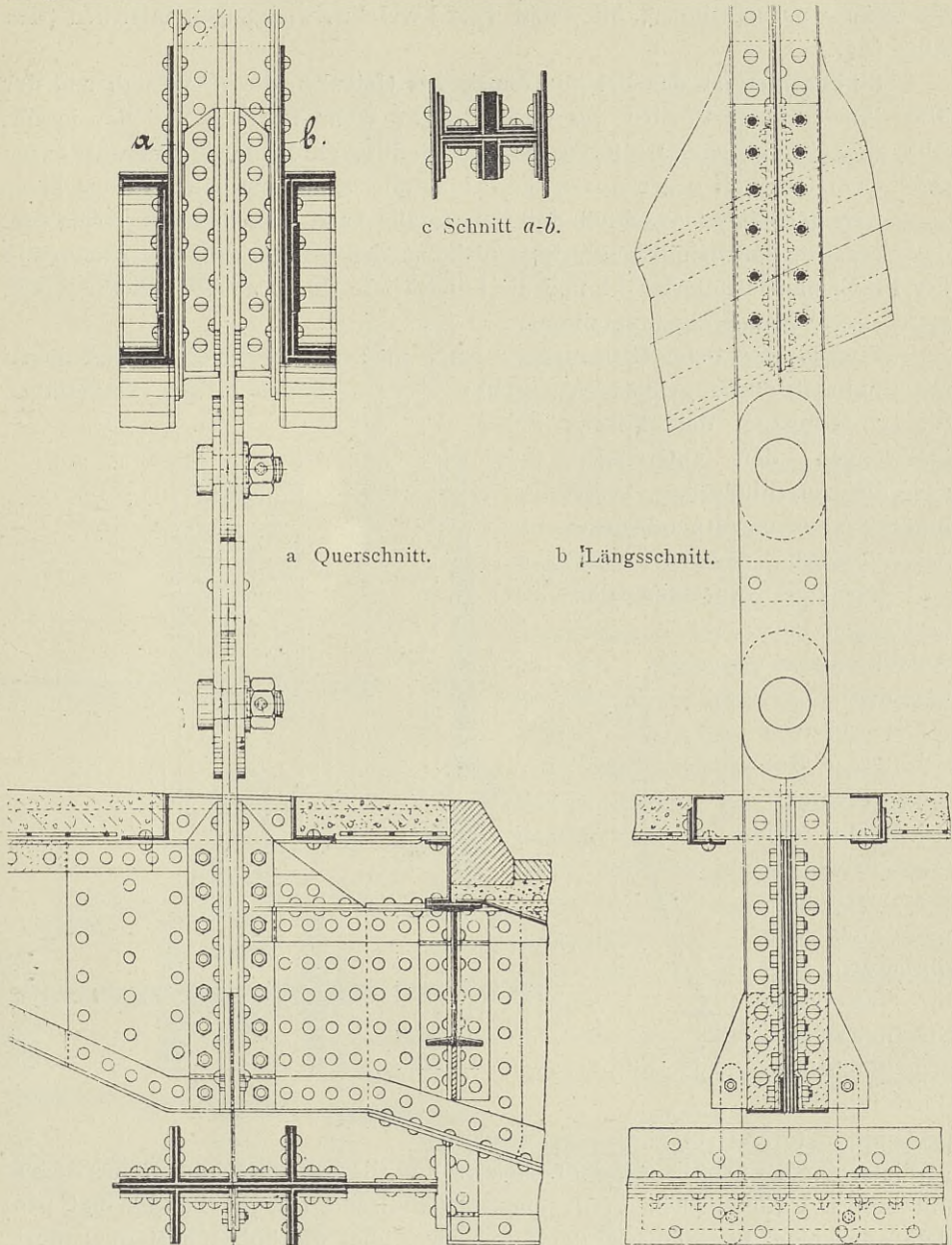


Abb. 676.

Meist begnügt man sich mit der Anordnung eines Gelenkes am Knotenpunkt des Bogens und schließt die Hängestangen fest am Querträger an; an dieser Stelle treten dann im Falle der Bewegung der Fahrbahn gegen den Überbau fraglos Zwängungsspannungen auf.

Will man diese vermeiden, so muß der Querträger ebenfalls gelenkförmig mit der Hängestange verbunden werden. Dies ist bei der in Abb. 676¹⁾ dargestellten Ausführung geschehen. Die Fahrbahn kann in der Längsrichtung der Brücke ausschlagen, ohne daß irgend welche Zwangungen entstehen (siehe Abb. 677).

Zu beachten ist, daß bei Anordnung von Gelenken der Hängestab und der über ihm liegende Pfosten des Bogens nicht mehr wie z. B. bei der in der Abb. 431 dargestellten Ausführung als ein einheitlicher, den Bogenuntergurt durch seine Quersteifigkeit gegen Ausknicken sichernder Stab betrachtet werden kann.

Den gelenkigen Anschluß der Hängestäbe kann man dadurch vermeiden, daß man das Fahrbahnträgergerippe nicht an den Endquerträgern, sondern in der Brückenmitte unterbricht und die Längskräfte durch an den beiden Enden angeordnete Bremsträger aufnimmt.

Ebenso wie beim Balkenträger kann man auch beim Zweigelenkbogen mit Zugband durch gelenkigen Anschluß der Querträger an den Hängestäben die Übertragung der Formänderungen der Querträger auf die Anschlußglieder verhindern. Bei der Rheinbrücke bei Worms²⁾ (Abb. 678) ist ein gelenkiger Anschluß der Querträger zur Ausführung gekommen.

Durch zwei Schlitze in den wagerechten Schenkeln der Obergurtwinkel des Querträgers und über das durch zwei Futter verstärkte Stegblech fassen zwei Flacheisen, die mit der Hängestange fest vernietet sind.

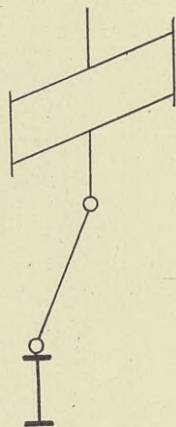


Abb. 677.

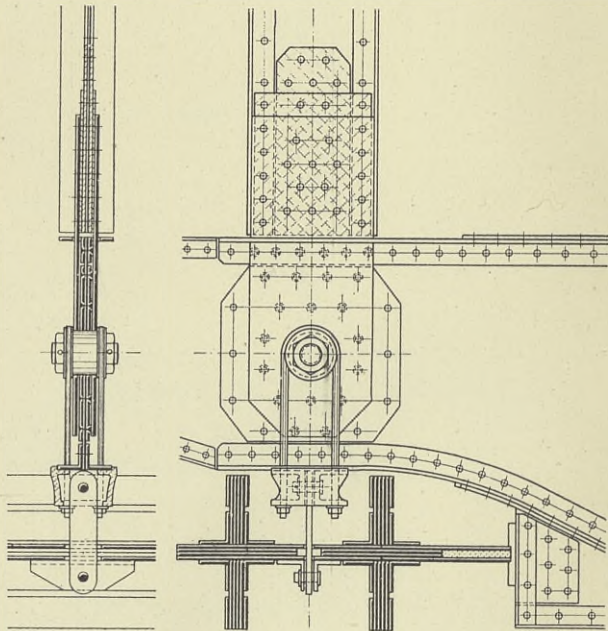


Abb. 678.

Durch diese Flacheisen und das Stegblech des Querträgers mit seinen Futterstücken greift ein Gelenkbolzen. Das Zugband hängt pendelnd an einem Lagerkörper, der durch zwei über die Bolzenmutter geführte Bügel gegen den Untergurt des Querträgers gepreßt wird.

Selbstverständlich ist die gelenkförmige Aufhängung des Querträgers an der Hängestange nur beim Vorhandensein eines oberen Windverbandes angängig. Es gelten hier dieselben Regeln, wie beim Balkenträger (siehe Seite 301).

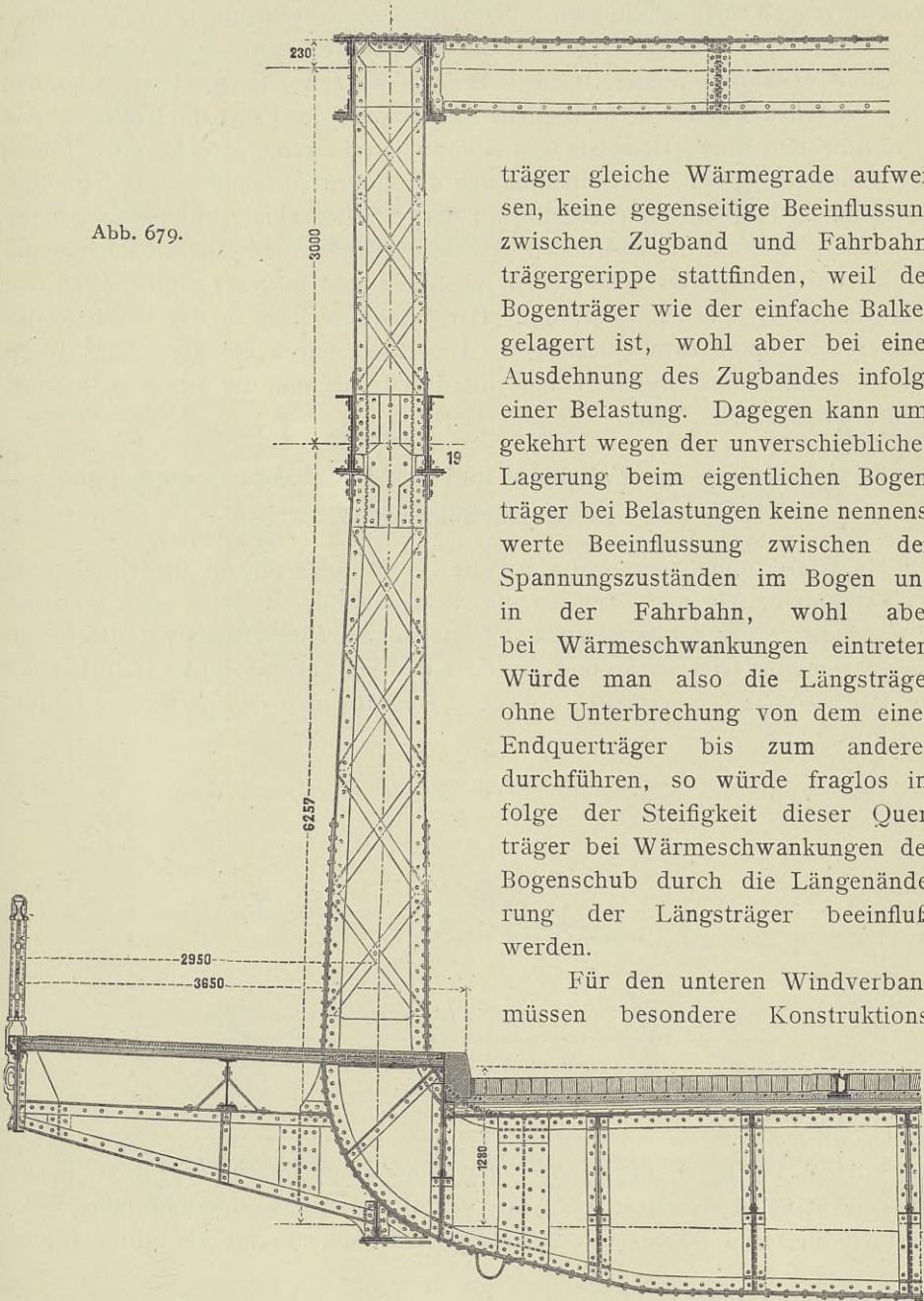
¹⁾ Straßenüberführung im Zuge der Linie Straßburg—Vendenheim (Reichseisenbahnen).

²⁾ Entworfen und ausgeführt von der Gesellschaft Harkort, Duisburg.

β) Beim Bogenträger ohne Zugband.

Beim Zweigelenbogen mit Zugband kann bei Längenänderungen infolge Wärmeschwankungen wenigstens in dem Falle, daß Hauptträger und Fahrbahn-

Abb. 679.



träger gleiche Wärmegrade aufweisen, keine gegenseitige Beeinflussung zwischen Zugband und Fahrbahnträgergerippe stattfinden, weil der Bogenträger wie der einfache Balken gelagert ist, wohl aber bei einer Ausdehnung des Zugbandes infolge einer Belastung. Dagegen kann umgekehrt wegen der unverschieblichen Lagerung beim eigentlichen Bogenträger bei Belastungen keine nennenswerte Beeinflussung zwischen den Spannungszuständen im Bogen und in der Fahrbahn, wohl aber bei Wärmeschwankungen eintreten. Würde man also die Längsträger ohne Unterbrechung von dem einen Endquerträger bis zum anderen durchführen, so würde fraglos infolge der Steifigkeit dieser Querträger bei Wärmeschwankungen der Bogenschub durch die Längenänderung der Längsträger beeinflusst werden.

Für den unteren Windverband müssen besondere Konstruktions-

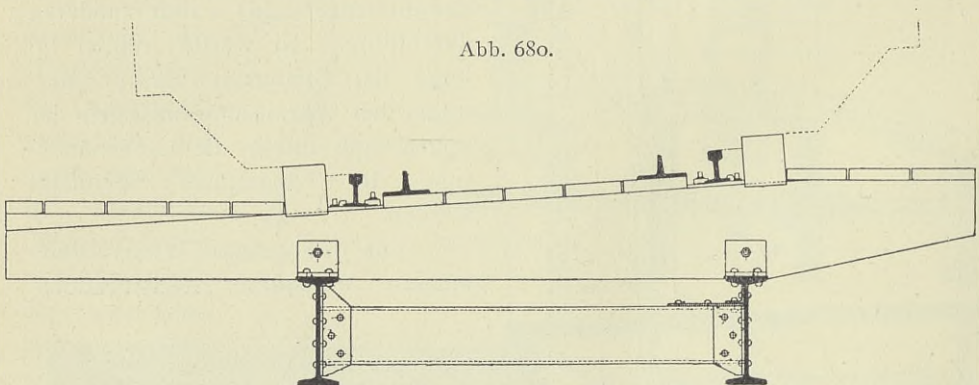
glieder als Gurtungen eingefügt werden. Auch diese dürfen nicht auf beiden Seiten mit den Bogenträgern in fester Verbindung stehen, da sie sonst eben-

falls den Bogenschub bei Wärmeschwankungen oder Windbelastungen beeinflussen würden.

Man hat also bei größeren Stützweiten Vorkehrungen zu treffen, durch welche die gegenseitige Beeinflussung zwischen Bogen, Fahrbahnträger und Windgurtungen ausgeschaltet wird. Wie dies geschieht, kann nur im Zusammenhange mit dem Windverbande erörtert werden und soll daher erst in dem Abschnitt über den Windverband behandelt werden. Bemerkt sei nur, daß diese Vorkehrungen oft die bewegliche Aufhängung der Fahrbahn bedingen, daß es also bei den kurzen Hängestangen erwünscht sein kann, gelenkige Anschlüsse der Hängestangen an den Knotenpunkten der Bogen zu schaffen. Ein derartiger Anschluß ist bei dem in der Abb. 679 dargestellten Querschnitt¹⁾ verwendet. Er ist dem in der Abb. 436 in der Wirkung ganz ähnlich. Die an die unteren Winkel des Untergurtes genieteten Winkeleisen sind mittels Langlöcher an den Winkeln der Hängestange befestigt. Der Windgurt liegt in der Netzlinie des Hängestabes unter dem Querträger. Dieser ist durch ein gerundetes Blech in den Hängestab übergeführt und hierdurch mit ihm zu einem wirksamen Rahmen verbunden.

3. Anordnung der Fahrbahn und des Fahrbahnträgergerippes in Gleiskrümmungen.

In Gleiskrümmungen erfordern die Hauptträger, die in der Regel nicht der Krümmung folgend,²⁾ sondern gerade ausgebildet werden, einen größeren Abstand als in der geraden Strecke. Legt man die Überbauachse in das Innere der gekrümmten Gleisachse, und zwar so, daß sie um die Hälfte der Pfeilhöhe des Bogens vom Bogenscheitel abliegt, so erhält man den geringsten Haupt-



trägerabstand. Dabei wird aber der eine Hauptträger erheblich höher beansprucht als der andere. Gibt man der Überbauachse eine Entfernung $= \frac{1}{6}$ der Pfeilhöhe vom Bogenscheitel, so sind die Momente für die Mitten beider

¹⁾ Entwurf der Brückenbauanstalt Gustavsburg für den Bau einer zweiten Neckarbrücke in Mannheim.

²⁾ Unseres Wissens ist bis jetzt erst ein in der Gleiskrümmung liegender Überbau, nämlich im Zuge der Pariser Stadtbahn, mit gekrümmten Hauptträgern ausgeführt worden.

Hauptträger bei gleichmäßig verteilter Last gleich.¹⁾ An den Trägerenden treten auch in diesem Falle noch stärkere Beanspruchungen [des einen der

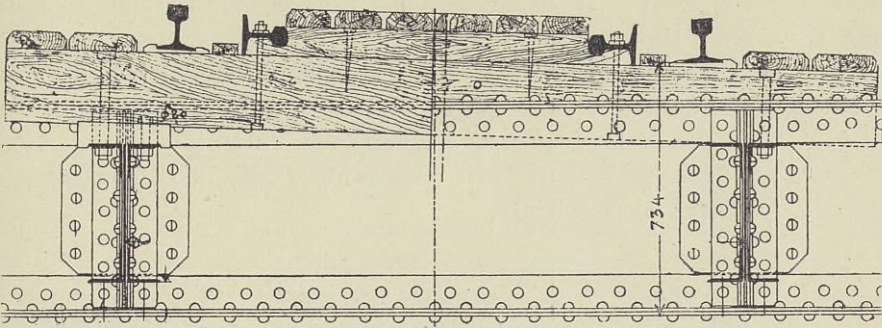


Abb. 681.

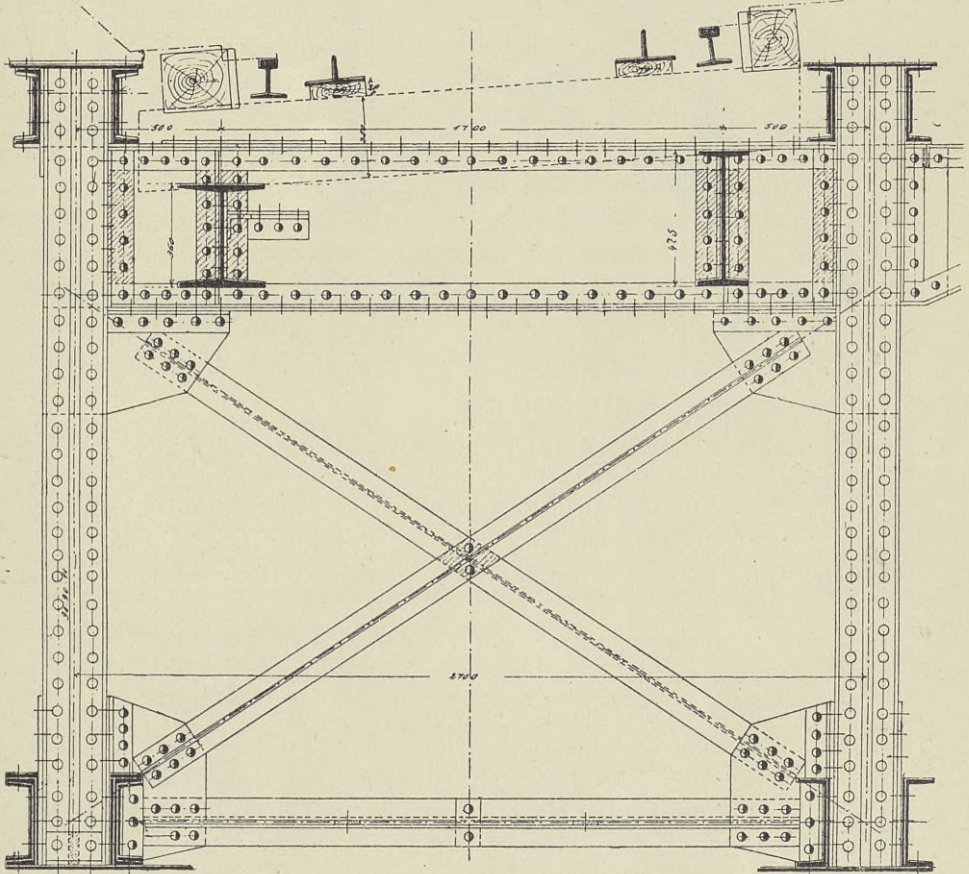


Abb. 682.

beiden Hauptträger auf. Wählt man die Entfernung der beiden Achsen = $\frac{2}{6}$ der Pfeilhöhe, so werden beide Hauptträger durchschnittlich ungefähr gleich beansprucht und erhalten keinen zu großen Abstand voneinander.

¹⁾ Vergl. Zentralblatt der Bauverwaltung 1897, S. 238.

Die Überhöhung, die die äußere Schiene eines Eisenbahngleises in einer Kurve erfordert, wird auf der freien Strecke durch Anheben der Schwelle auf der Außenseite erreicht. Genau so wird auf Brücken mit Durchführung der Bettung verfahren. Dabei wird im allgemeinen die Fahrbahntafel wagerecht wie bei geraden Gleisen angeordnet. Nur bei sehr großer Überhöhung wäre es vielleicht vorteilhaft, auch der Fahrbahntafel eine geneigte Lage zu geben, um das Mehrgewicht an Bettung, das durch ihre größere Höhe an der Außenseite bei wagerechter Lage der Fahrbahntafel entsteht, zu vermeiden.

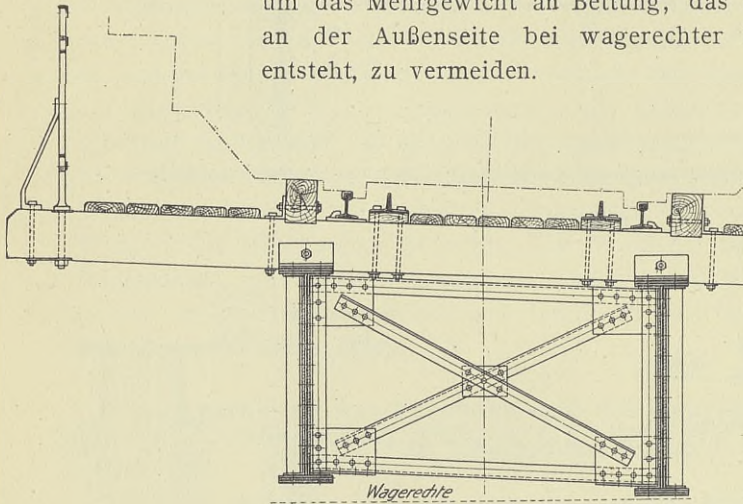


Abb. 683.

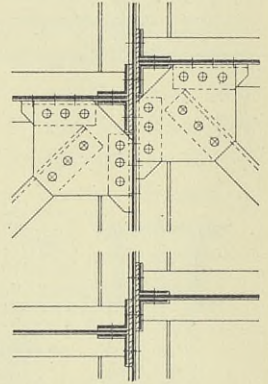


Abb. 684.

Wird die Bettung nicht auf der Brücke durchgeführt, so kann die Überhöhung der äußeren Schiene auf verschiedene Arten erzielt werden:

- a) Die Schwellen erhalten an der äußeren und inneren Schiene verschiedene Stärke (Abb. 680).
- b) Die Schwellen werden über dem äußeren Längsträger unterklotzt.
- c) Die höhere Lage an der äußeren Seite wird durch Einschaltung eines gußstählernen sogenannten Überhöhungsstuhles zwischen der Schwelle und dem äußeren Längsträger bewirkt (Abb. 681).
- d) Die Längsträger werden in verschiedener Höhe an den Querträgern angeschlossen.
- e) Für die Längsträger werden verschieden hohe Profile, die aber annähernd gleiche Widerstandsmomente besitzen, verwendet, z. B. für den äußeren Längsträger ein N. P. I und für den inneren Längsträger ein breitflanschiger Differdinger I-Träger (siehe Abb. 682).
- f) Liegen die Schwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so werden häufig die beiden Hauptträger verschieden hoch gelegt (Abb. 683).

Bei Durchführung der Bettung auf der Brücke hat die Lage des Gleises in einer Kurve keinen Einfluß auf die Grundrißgestaltung des Fahrbahnträgergerippes, wohl aber bei starken Krümmungen in dem Falle, daß die Bettung nicht durchgeführt wird.

Bei schwachen Krümmungen können auch hier die Längsträger ebenso wie bei geradem Gleis angeordnet werden. Bei Krümmungen mit kleinem Halbmesser würden jedoch bei normaler Ausbildung des Fahrbahnträgergerippes die

Schwellen und die Längsträger zu ungünstig beansprucht werden. Es empfiehlt sich, die Längsträger, der Gleiskrümmung folgend, gegeneinander zu versetzen. Dabei ist es wegen des Anschlusses nötig, die Längsträger mindestens um die Schenkellänge eines Anschlußwinkels gegeneinander zu versetzen (Abb. 684).

4. Fußwege.

Die Fußwege spielen bei Eisenbahnbrücken nur eine untergeordnete Rolle, da sie in der Regel nicht dem öffentlichen Verkehr dienen, sondern lediglich den Zweck haben, Beamten und Arbeitern der Eisenbahnverwaltung das Überschreiten der Brücke ohne Gefährdung durch vorüberfahrende Züge zu gestatten. Zur Berechnung der tragenden Teile der Fußsteige wird höchstens eine Belastung von 200 kg/qm angenommen.

Im allgemeinen deckt man die Fußsteige der Brücken, die keine wasserdichte Fahrbahn besitzen, auch nicht wasserdicht ab, sondern bildet den Belag aus 5 cm starken Bohlen, die ebenso wie der Bohlenbelag der Fahrbahn (vergl. S. 233) durch Querleisten zu aufnehmbaren Tafeln vereinigt werden. Ist die Fahrbahn dagegen wasserdicht, so bildet man auch die Fußsteige wasserdicht aus, da für sie dieselben Gründe für die Wasserdichtigkeit vorliegen wie für die Fahrbahn.

Der Abstand von Gleismitte bis zur Innenkante des Geländers wird zweckmäßig zu 2,50 m angenommen, bei welchem Maße ein Mann noch bequem zwischen dem Geländer und einem fahrenden Zuge gehen kann. Die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung für das Deutsche Reich schreibt nur einen Abstand von 2 m bis zur Höhe von 1 m über Schienenoberkante und über diese Höhe hinaus einen Abstand von 2,20 m zwischen der Gleismitte und der Innenkante des Geländers vor.

Ragt die Fahrbahn über die Hauptträger hinaus (Abb. 614), so werden die Brückenbalken unmittelbar zum Tragen der Fußsteige verwendet. Ist eine Entgleisungsschutzvorrichtung vorhanden, wie im vorliegenden Falle, so ist es nur nötig, jede zweite Schwelle zur Unterstützung des Fußsteiges zu verlängern.

Liegen die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so werden aus den auf S. 267 erörterten Gründen zweckmäßig besondere Konsole zur Unterstützung der Fußsteige angeordnet (Abb. 593).

Ebenso werden besondere, meist im Querträgerabstand liegende Konsole außerhalb der Hauptträger in dem Falle vorgesehen, daß die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern liegt und die Hauptträger nicht so weit voneinander entfernt sind, daß die Fußsteige zwischen ihnen angeordnet werden können (Abb. 644). Bei der in der Abb. 610 dargestellten Ausführung ist zur Aussteifung der die Bohlen tragenden \square -Eisen zwischen je zwei Konsolen ein mit den Hauptträgern und den \square -Eisen verbundenes Flacheisen angeordnet. Die Konsole brauchen in der Regel nur so weit auszuladen, daß zwischen der Innenkante des Geländers und der Außenkante des Hauptträgers ein Abstand von 80 cm bleibt. In der Nähe von Bahnhöfen, wo ein starker dienstlicher Verkehr über die Brücke stattfinden kann, ist es angezeigt, breitere Fußsteige zur Ausführung zu bringen. So ist bei der Nordbrücke in Köln (Abb. 672) ein breiter Fußsteig vorgesehen. Die die Längsbohlen tragenden Querbalken liegen hier außen auf dem Fuß-

wegrandträger und innen auf einem an den Querträgern angeschlossenen I-Eisen. Die neue Eisenbahnbrücke im Süden von Köln hat Fußsteige für den öffentlichen Verkehr erhalten (Abb. 660). Hier besteht die Decke der Fußsteige aus Eisenbeton mit Asphaltüberzug.

Liegen bei einer Fahrbahn mit Durchführung der Bettung die Buckelplatten oder Tonnenbleche unmittelbar auf den Hauptträgern, so lagert man die Fahrbahntafel außerhalb der Hauptträger auf Konsolen und läßt die Bettung meist bis zu den Geländern reichen (Abb. 545). Vertiefungen in der Fahrbahntafel, die sich am Anschluß der äußeren Tonnenbleche an den Hauptträgern bilden, werden mit Asphalt ausgeglichen. Die Fußsteige entwässern nach der Mitte der nächsten Buckelplatte. Bei der in Abb. 637 dargestellten,

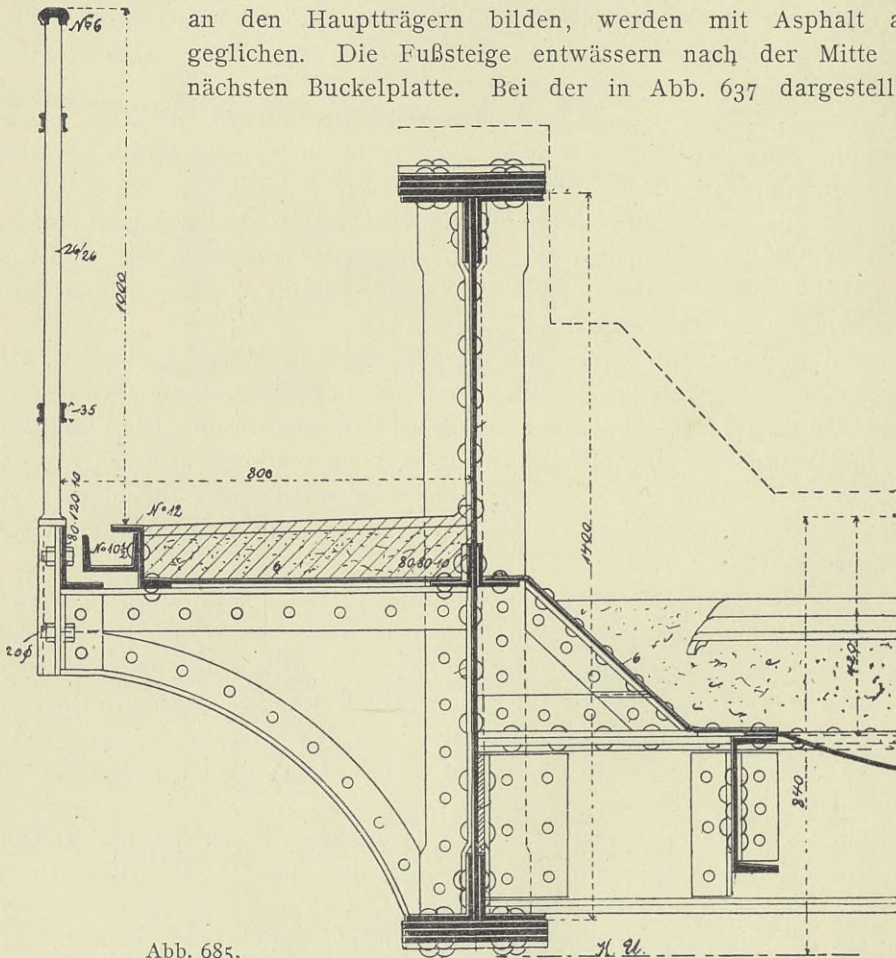


Abb. 685.

über den Hauptträgern liegenden Fahrbahn ist die Bettung nicht bis zu den Geländern geführt, sondern in einem solchen Abstände von den Schwellenköpfen seitlich begrenzt, daß die Schwellen noch gut vor Kopf gestopft werden können. Die Fußsteigdecke ist aus Eisenbetonplatten gebildet.

Wird die Fahrbahn zwischen den Hauptträgern angeordnet, so werden die Fußsteige ebenso wie bei der undichten Fahrbahn meist außerhalb der Hauptträger auf besonderen Konsolen gelagert und wasserdicht abgedeckt. Zur wasserdichten Abdeckung eignet sich Beton mit Gußasphaltdecke (Abb. 685).

Früher hat man die zur Entwässerung solcher Fußsteige notwendige Längsrinne meist unmittelbar neben dem Hauptträger angeordnet (Abb. 553). Da aber bei Verstopfungen der Rinne das überlaufende Wasser vielfach den Hauptträger verschmutzt hat, ist man jetzt dazu übergegangen, die Rinnen am Geländer anzuordnen (Abb. 685). Die aus einem \square -Eisen bestehende Rinne ist mit Längsgefälle an einem \perp -Eisen angenietet. Obwohl noch keine Klagen über diese Art der Rinnenbildung laut geworden sind, so liegt doch das Bedenken gegen ihre Anwendung vor, daß leicht ein Mensch mit dem Fuß, wenigstens mit dem Hacken in ihr stecken bleibt. Es empfiehlt sich daher, die Rinne außerhalb des Geländers nach Abb. 686 anzubringen. Der Geländerpfosten wird an einem Knotenblech und an einem durchlaufenden Winkel angeschlossen und einbetoniert.

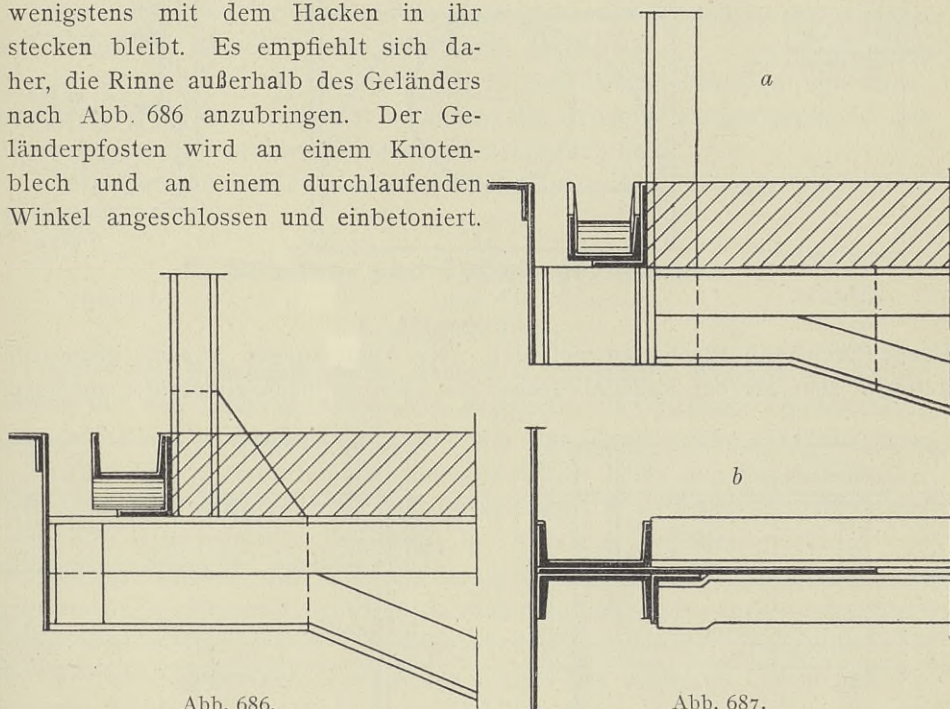


Abb. 686.

Abb. 687.

Ein außen liegendes Blech, das zur Verzierung irgendwie geschweift wird, verdeckt die Rinne. Die Abb. 687 stellt eine ähnliche Anordnung dar, nur ist hier das Geländer anders befestigt worden.

Bei dem in Abb. 546 dargestellten Überbau hat man den Hauptträgerabstand für groß genug gehalten, um von der Anordnung besonderer Fußsteige außerhalb der Hauptträger Abstand nehmen zu können. Die Fußsteigabdeckung wird hier von einem Riffelblech gebildet, das auf dem seitlichen Längsträger und außen auf einem Winkel gelagert ist. Der Fußsteig ist durch die Eckbleche unterbrochen und kann daher nur als Austritt bei der Durchfahrt von Zügen dienen.

5. Geländer.

Die Geländer der Eisenbahnbrücken werden in der Regel sehr einfach gehalten; auch bei Überführungen über städtische Straßen beschränkt man sich auf einfache Formen, mit denen sich im übrigen ein recht gutes Aussehen erzielen läßt. Die Hauptglieder eines Geländers sind die Pfosten, die den

gesteift. Die Längsverbindungen bestehen aus einem Winkeleisen $50 \cdot 50 \cdot 7$ und zwei Flacheisen $40 \cdot 8$. Bei dem in der Abb. 685 veranschaulichten Querschnitt sind die Quadrateisen mittels Schellen an das Konsol und den durchgehenden Winkel geschraubt. Die obere Leiste besteht aus einer Handleiste, die anderen Längsverbindungen aus Hespeneisen. Bei dem in der Abb. 688 dargestellten Geländer ist der Pfosten mit einem **E**-Eisen verschraubt. Die Füllung des in der Abb. 689 wiedergegebenen Geländers ist aus wagerechten und kreisförmig gebogenen Flacheisen gebildet.

Die Befestigung der aus Winkeleisen bestehenden Pfosten ist sehr einfach. In der Abb. 690 ist eine solche Befestigung dargestellt.

In den Abb. 691 bis 693 sind einfache, aus Winkel-, Hespens- und Flacheisen gebildete, dabei aber recht wirkungsvolle Geländer veranschaulicht. Die Abmessungen der einzelnen Glieder sind eingeschrieben.

Die Höhe der Geländer über der Oberkante der Fußsteige soll 1,10 m betragen.

C. Straßen- und Fußgängerbrücken.

1. Allgemeines.

Unter der **Fahrbahn** sollen auch hier diejenigen Bauteile verstanden werden, die den Verkehrslasten eine geeignete, unmittelbare Unterstützung bieten und die Übertragung der Lasten auf das Gerippe der Fahrbahnträger vermitteln. Die oberste Schicht dieser Bauteile heißt die **Fahrbahndecke**. Diese muß so beschaffen sein, daß sie sich gut, d. h. möglichst stoß- und geräuschlos befahren läßt. Die Decke der Fußsteige der Straßenbrücken und der Fußgängerbrücken muß den Anforderungen gerecht werden, die man an die Bürgersteige der Straßen stellt, d. h. sie muß möglichst eben, aber bei feuchtem Wetter nicht schlüpfrig sein. Die Fahrbahndecke muß ferner genügende Härte und Haltbarkeit gegen den zerstörenden Einfluß der schweren Lasten und der Witterung besitzen und dem Wasser schnellen Abfluß bieten. Die unter der Fahrbahndecke liegenden Teile dienen teils nur dieser zur Unterstützung und zur Druckverteilung, teils der Übertragung der Kräfte auf das Fahrbahnträgergerippe. Die den zuletzt genannten Zweck erfüllenden Teile werden **Fahrbahntafel** genannt.

Beispiel.

Bei dem in der Abb. 694 dargestellten Fahrbahnquerschnitt bildet das Holzpflaster die Fahrbahndecke. Der Beton ist der Teil, der das Holzpflaster unterstützt und den Druck der Lasten verteilt, und die Buckelplatten übertragen die Kräfte auf das Fahrbahnträgergerippe, müssen also als Fahrbahntafel angesprochen werden.

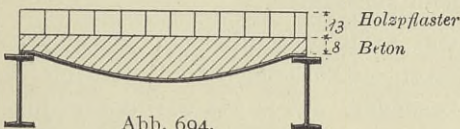


Abb. 694.

Die Oberfläche der Fahrbahn wird zur Abführung des Wassers mit einem Quergefälle von 1:100 bis 1:50 von der Mitte nach beiden Seiten unter Ausrundung des Gefällwechsels angeordnet. Das nach den Seiten abströmende Wasser wird bei Brücken mit kleineren Stützweiten durch ein Längsgefälle

den angrenzenden Straßen zugeführt, bei längeren Brücken auf diesen selbst durch Abfallrohre abgeführt, denen es durch das Längsgefälle zugeleitet wird. Liegen die angrenzenden Straßen ungleich hoch, so ergibt sich hieraus ein einseitiges Längsgefälle, das man dadurch erzielt, daß man entweder das Fahrbahngerippe in der Neigung bei wagerecht liegenden Hauptträgern anordnet (Abb. 695) oder den ganzen Überbau ins Gefälle legt (Abb. 696). Im all-

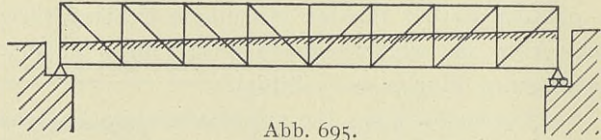


Abb. 695.

gemeinen wird man wohl namentlich bei schwächerem Gefälle des besseren Aussehens wegen den ganzen Überbau ins Gefälle legen. Dabei können die Pfosten der Hauptträger rechtwinklig zur Neigung der Fahrbahn angeordnet werden, ohne dem guten Aussehen zu schaden. Liegen die angrenzenden Straßen gleich hoch, so sieht man ein zweiseitiges Längsgefälle vor (Abb. 697). Der Gefällwechsel wird meist nach einer Parabel ausgerundet. Liegt

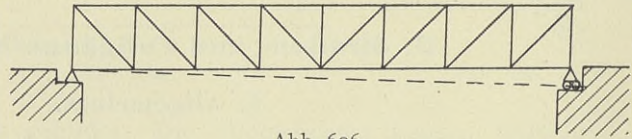


Abb. 696.

eine Hauptträgergurtung in der Nähe der Fahrbahn, so läßt man diese nach Möglichkeit dem Gefälle folgen (Abb. 697). Die Wölbung der Fahrbahndecke in der Querrichtung stellt man entweder dadurch her, daß man bei wagerecht liegender Fahrbahndecke die Stärke der Fahrbahn nach der Mitte^o zu an-

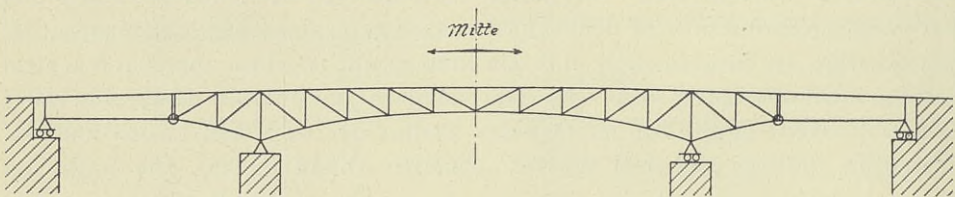


Abb. 697.

wachsen läßt, oder dadurch, daß man bei gleicher Stärke der Fahrbahn die Fahrbahn tafel mit zweiseitigem Gefälle anordnet. Die letztere Anordnung ist in den meisten Fällen entschieden vorzuziehen, weil bei ihr das Gewicht der Fahrbahn erheblich geringer ausfällt als im anderen Falle. Die Decke der Fußsteige wird ebenfalls zwecks Abführung des Wassers geneigt ausgeführt. Hier sind Neigungen von 1:70 bis 1:40 gebräuchlich. Das Wasser wird in der Regel über die Bordsteine der Fahrbahn zugeführt.

Das Fahrbahnträgergerippe zeigt keine wesentlichen Verschiedenheiten von dem der Eisenbahnbrücken. Soweit sie vorhanden sind, wird gleich bei der Besprechung der Fahrbahn und besonders auf S. 352 u. f. darauf hingewiesen werden.

Es empfiehlt sich, zunächst die Fahrbahn tafel zu erörtern, weil bei der Abhandlung über die Fahrbahn decke und ihre unterstützenden Teile auch der Fahrbahn tafel Erwähnung getan werden muß.

2. Fahrbahntafel.

a) Fahrbahntafel aus Holz.

Die hölzerne, aus starken Bohlen bestehende Fahrbahntafel findet nur in Verbindung mit einem schützenden Belage aus schwächeren Böhlen Verwendung. Die obere Bohlenlage ist die eigentliche Fahrbahndecke, die der Abnutzung durch die Hufe der Pferde und die Räder der Fahrzeuge ausgesetzt ist, die untere die tragende Fahrbahntafel. Die oberen Bohlen werden nicht als tragende, sondern als lediglich der Abnutzung ausgesetzte Teile angesehen, sie werden je nach der Stärke des Verkehrs 5 bis 8 cm stark gemacht und quer zur Fahrriichtung dicht nebeneinander gelegt. Bei der Längslage der Bohlen haben die Pferde schlechten Halt, auch bilden sich leicht für jede Fahrriichtung in je zwei Bohlenreihen Spurrinnen aus, die das Ausweichen der Fahrzeuge erschweren. Für die oberen Bohlen wird hauptsächlich Eichen-, Buchen- und Kiefernholz verwendet. Eichen- und Buchenholz sind fest und hart, daher für starken Verkehr geeignet, Buchenholz reißt aber leicht, ist sehr empfindlich gegen Wechsel von Trockenheit und Feuchtigkeit und wird leicht glatt. Kiefernholz splittert und ist nur bei schwachem Verkehr anzuwenden. Für die unteren Bohlen eignet sich Kiefern- und Eichenholz. Die Befestigung der oberen Bohlen auf den unteren wird durch Nägel bewirkt. Die Bemessung der Stärke der unteren Bohlen hat nach den Ergebnissen der Festigkeitsberechnung zu erfolgen. Sie werden entweder dicht nebeneinander oder auch zur besseren Trockenhaltung in 1 bis 2 cm Abstand voneinander verlegt und auf den Fahrbahnlängsträgern gelagert. Es empfiehlt sich, den unteren wie den oberen Bohlenbelag in der Mitte der Fahrbahn zu stoßen, um Auswechslungen schadhafter Bohlen bequem vornehmen zu können, ohne den Verkehr auf beiden Seiten der Fahrbahn unterbrechen zu müssen (Abb. 699). Die Abb. 698 zeigt den Querschnitt durch die Fahrbahn einer Chausseeüberführung des Dortmund-Emskanals. Die unteren Bohlen sind durch

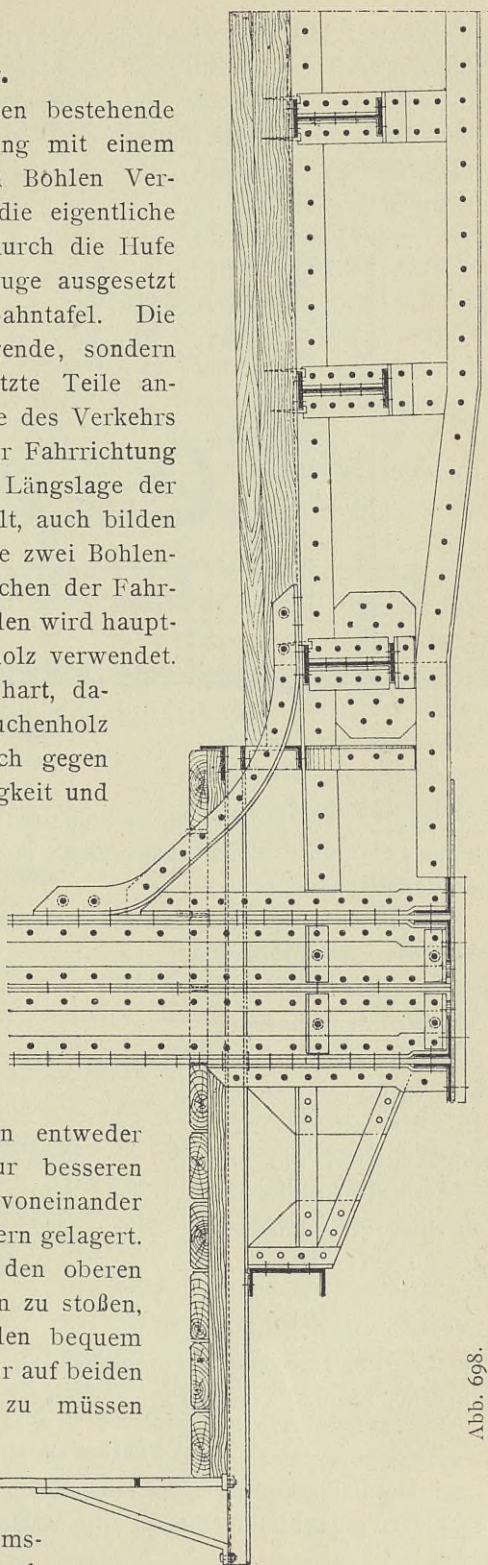


Abb. 698.

Hakennägel mit den Längsträgern verbunden, die entsprechend der nach der Mitte zu sich vergrößernden Stegblechhöhe des Querträgers verschieden hoch liegen und somit dem Bohlenbelage zum Zweck der Entwässerung der Fahrbahn-decke ein Quergefälle geben.

Bei der in der Abb. 699 dargestellten Fahrbahn der Oderbrücke bei Beuthen¹⁾ sind die unteren Bohlen auf Längsbalken gelagert, die von den Längsträgern unterstützt werden. Diese Längsbalken sind mit den oberen Flanschen der \square -Eisen verschraubt und haben zum Schutz gegen das durch den doppelten Bohlenbelag dringende Wasser eine Abdeckung aus Dachpappe

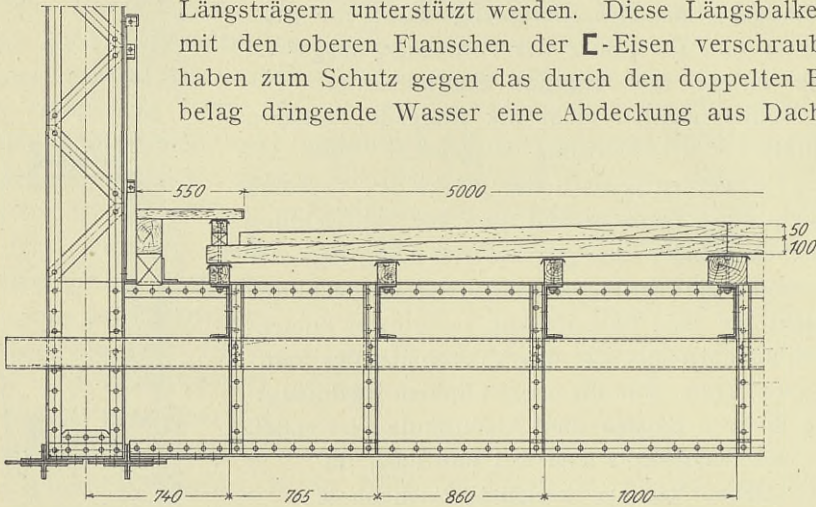


Abb. 699.

erhalten. Zur Herstellung des Quergefalles sind die Längsbalken verschieden hoch ausgeführt. Das Wasser fließt durch eine Öffnung unter dem nur 55 cm breiten Fußsteig ab.

Eine Eigentümlichkeit des Fahrbahngerippes dieser Brücke besteht darin, daß die Längsträger zwischen den in 6,36 m Abstand voneinander liegenden Querträgern an zwei Stellen durch untergenietete, über die ganze Brückenbreite sich erstreckende \square -Eisen verbunden sind, die den Zweck haben, die Lasten auf mehrere Längsträger zu verteilen.

Im Falle der Auf-

lagerung des Bohlenbelages auf Holzbalken empfiehlt sich auch zur Trockenhaltung der letzteren die Einschaltung von Luftklötzen und Deckbrettern (Abb. 700).

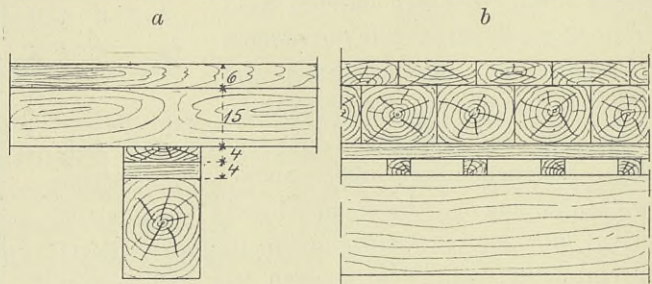


Abb. 700.

b) Fahrbahntafel aus Belageisen.

Die Belageisen werden entweder parallel zur Brückenachse oder senkrecht zu dieser gelegt. Im ersten Falle werden sie auf den Querträgern, im zweiten

¹⁾ Ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

auf den Längsträgern gelagert. Die Befestigung erfolgt selten durch Vernietung, sondern meist durch Verschraubung mit den oberen Flanschen der Fahrbahnträger (Abb. 701 bis 703). Bei der in der Abb. 701 dargestellten Befestigungsart ist die Schraube, die mittels einer Klemmplatte die Belageisen gegen den

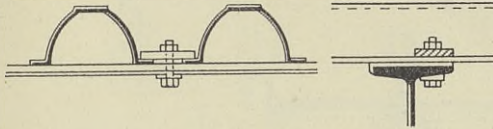


Abb. 701.

Fahrbahnträger drückt, durch den oberen Flansch des Fahrbahnträgers gesteckt. Bei der in der Abb. 702. wiedergegebenen Anordnung sind Hakenschrauben verwendet, die doppelt und mit durchgehender Klemmplatte angewendet

werden müssen, da bei nur einer Hakenschraube wegen der Neigung der unteren Seite des Flansches erfahrungsgemäß leicht eine Lockerung der Verbindung eintritt. Die in Abb. 703 veranschaulichte Befestigungsart mit nur einer Schraube, aber mit einer unteren und oberen Klemmplatte hat sich auch recht gut bewährt.

Die Belageisen werden in einem Abstand von 2 bis 3 oder von 10 bis 13 cm verlegt. Da sie in der Regel mit Beton abgedeckt werden, müssen im

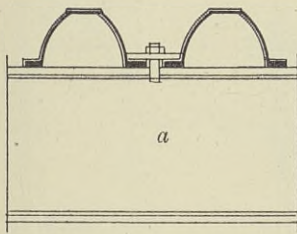
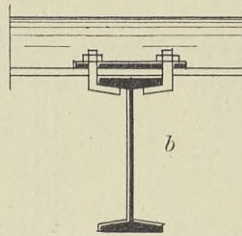


Abb. 702.



letzteren Falle zwischen die Belageisen Ziegel oder leichte Betonsteine gelegt werden, um bei der Ausbetonierung die Schalung zu ersparen.

Die Abb. 704 stellt einen Fahrbahnquerschnitt der Königs-

Karls-Brücke in Stuttgart dar, bei der die Belageisen längs gelegt sind. Die Querneigung der Fahrbahndecke ist durch entsprechende Neigung des Querträgerobergurtes bewirkt worden. Die Querträger liegen in rd. 1,25 m Abstand voneinander.

Die Querlage der Belageisen ist aus der Abb. 705 zu ersehen, die einen Querschnitt durch die neue Straßenbrücke über die Memel in Tilsit darstellt.¹⁾

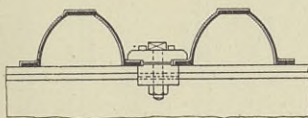
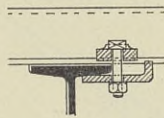


Abb. 703.



Die Belageisen (Burbacher Hütte Nr. 10) der Fahrbahn werden von den im Abstand von 1 m liegenden Längsträgern gestützt, auf denen sie mittels Klemmplatten befestigt sind. Der Abschluß der Fahrbahntafel gegen

die Querträger ist durch Winkeleisen 50 · 50 · 7 erfolgt (sieh den Längsschnitt). Die Tafel des Fußsteiges wird ebenfalls von querliegenden Belageisen (Zoresisen Nr. 5) gebildet, die in Abständen von 22,4 cm liegen und auf dem äußeren Fußweglängsträger, auf dem am Bordstein liegenden Abschlußträger und auf

¹⁾ Ausgeführt und entworfen von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

einem mit der linken Gurtquerschnittshälfte vernieteten Flacheisen gelagert sind. Die Befestigung an diesen Stellen erfolgt durch Schrauben, welche durch den Kopf der Belageisen und den Trägerflansch greifen (siehe Schnitt e-f).

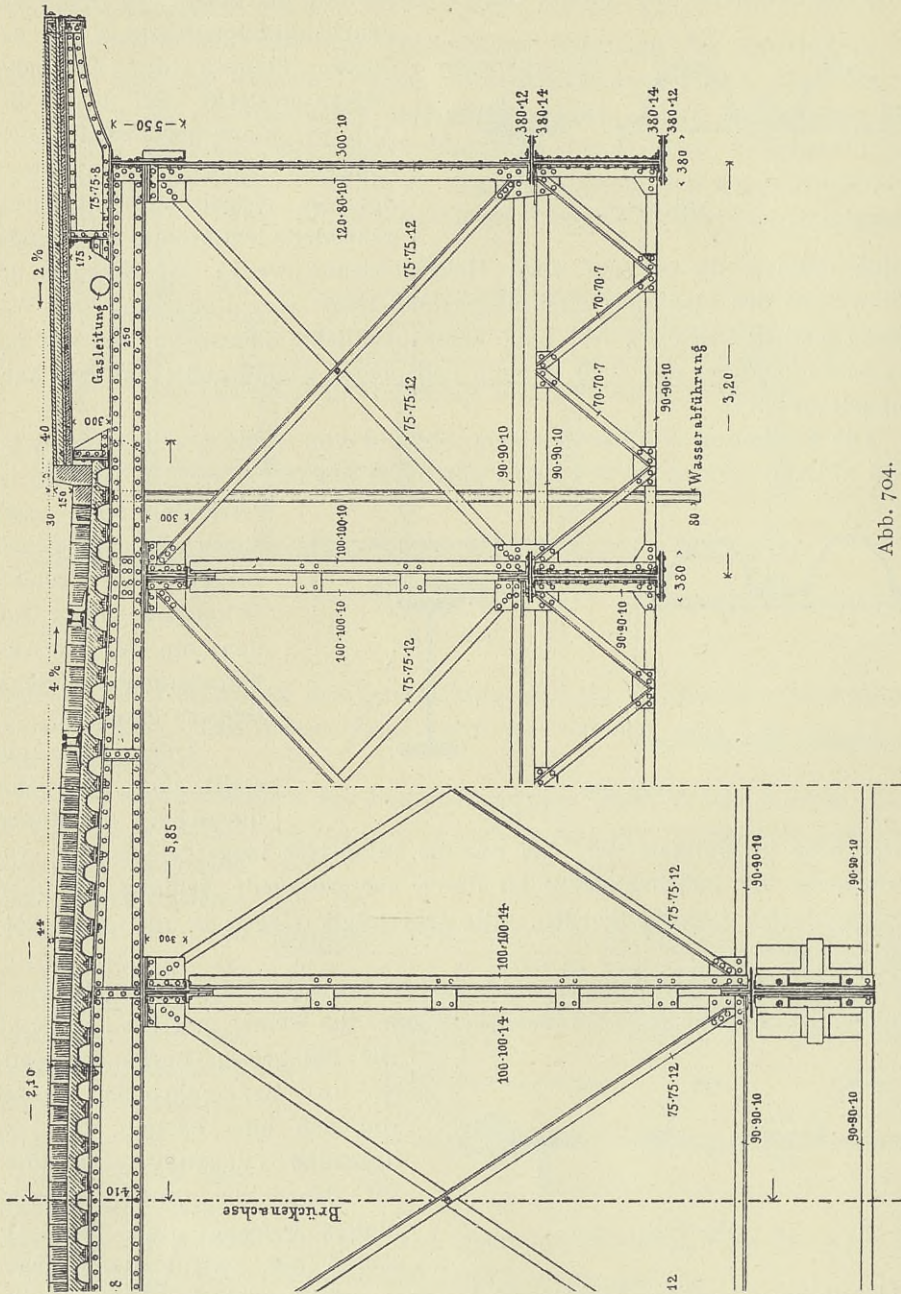


Abb. 704.

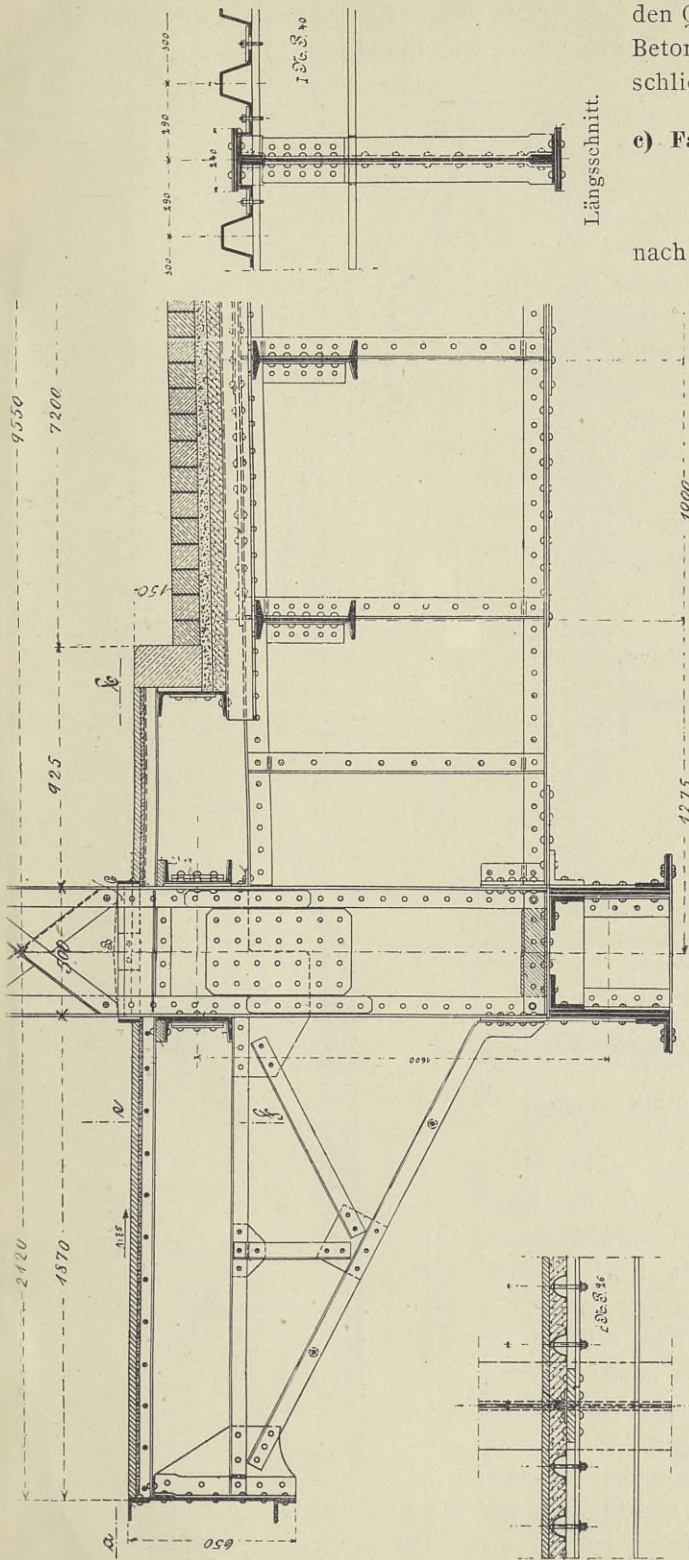
Der Hauptträger ist ein versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 13 auf Seite 5).

Liegen die Oberkanten der Längs- und Querträger gleich hoch, so wird zweckmäßig ein Belageisen auf den Querträger gelegt, um auf diese Weise

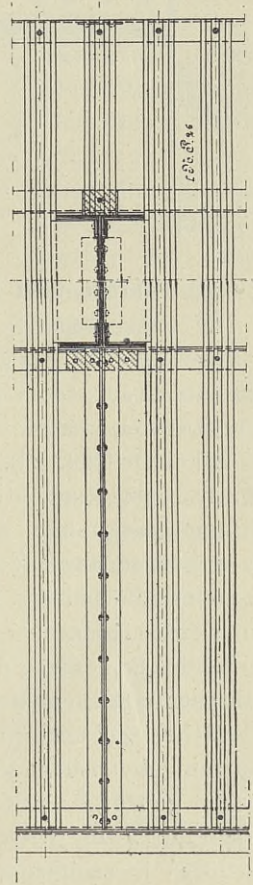
den Querträgerobergurt gegen den Beton oder die Schotterung abzuschließen (Abb. 706).

e) Fahrbahntafel aus Buckelplatten und Tonnenblechen.

Diese Fahrbahntafel wird nach denselben Grundsätzen wie bei den Eisenbahnbrücken ausgebildet. Auch die Mittel zur Entwässerung und zur Erzielung der Wasserdichtigkeit sind dieselben (vergleiche Seite 238 und folgende). Die Buckelplatten werden ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken entweder unmittelbar auf den Haupt-



Querschnitt.



Schnitt a-b.

Abb. 705.

Längsschnitt.

trägern und den Querträgern oder auf besonderen Längsträgern und den Querträgern gelagert. Auch die aus Tonnenblechen gebildete Fahrbahntafel bietet nichts Neues.

Die Abb. 707 veranschaulicht den Querschnitt einer in Berlin zur Ausführung gelangten Straßenbrücke mit einer Fahrbahntafel aus Buckelplatten, die unmittelbar auf die in 1,2 m Abstand voneinander liegenden Hauptträger und auf die Querträger genietet sind. Die Tafel unter dem Fußsteig wird aus Hängeblechen und Buckelplatten gebildet. Nach letzteren entwässert die ganze Fahrbahntafel. Die Betonausfüllung der Buckelplatten ist mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltfilz abgedeckt. Die in der Bettung des Fußsteiges liegenden Wasserrohre sind hier gut gegen den Frost geschützt.

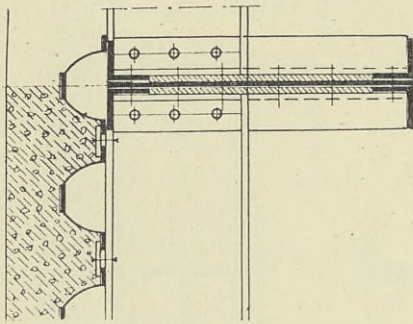


Abb. 706.

d) Fahrbahntafel aus Beton.

Die Fahrbahntafeln aus Beton sind vor allem dort am Platze, wo die untere Fläche der Brücke dem Angriff durch die Rauchgase von Lokomotiven stark ausgesetzt ist, z. B. bei Überführungen über Personen- oder Rangierbahnhöfe, da die Erfahrung gezeigt hat, daß hier die Fahrbahntafeln aus Eisen nur mit großen Schwierigkeiten und unverhältnismäßig großen Kosten unterhalten werden können.

Bei der Bemessung der Betonkonstruktionen mit Eiseneinlagen empfiehlt es sich dringend, nur solche Zugbeanspruchungen im Beton zuzulassen, die keine Veranlassung zu Rissbildungen geben, da andererseits zu befürchten ist, daß durch die Risse die Feuchtigkeit und die Niederschläge der Rauchgase zu den Eiseneinlagen gelangen und sie allmählich zerstören.

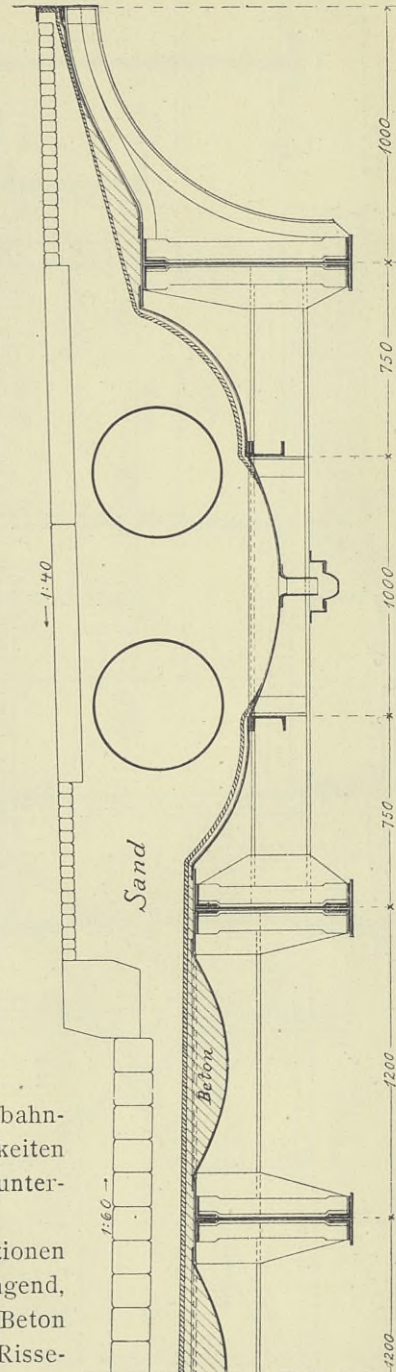
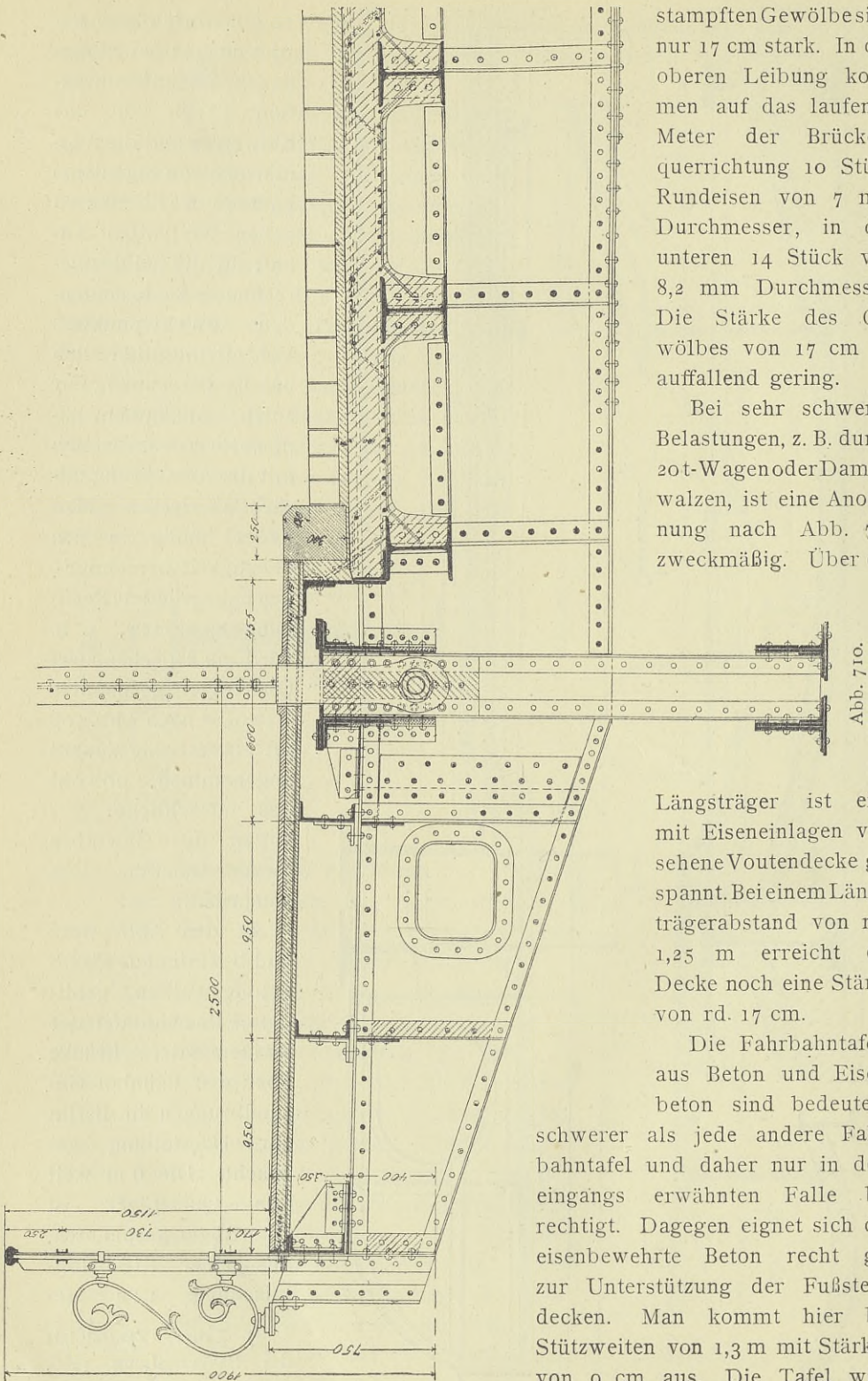


Abb. 707.

stampften Gewölbesind nur 17 cm stark. In der oberen Leibung kommen auf das laufende Meter der Brückenquerrichtung 10 Stück Rundeisen von 7 mm Durchmesser, in der unteren 14 Stück von 8,2 mm Durchmesser. Die Stärke des Gewölbes von 17 cm ist auffallend gering.

Bei sehr schweren Belastungen, z. B. durch 20t-Wagen oder Dampfwalzen, ist eine Anordnung nach Abb. 710 zweckmäßig. Über die



Längsträger ist eine mit Eiseneinlagen versehene Voutendecke gespannt. Bei einem Längsträgerabstand von nur 1,25 m erreicht die Decke noch eine Stärke von rd. 17 cm.

Die Fahrbahntafeln aus Beton und Eisenbeton sind bedeutend schwerer als jede andere Fahrbahntafel und daher nur in dem eingangs erwähnten Falle berechtigt. Dagegen eignet sich der eisenbewehrte Beton recht gut zur Unterstützung der Fußsteigdecken. Man kommt hier bei Stützweiten von 1,3 m mit Stärken von 9 cm aus. Die Tafel wird

entweder aus einzelnen, in fertigem Zustande verlegten Platten (Abb. 709b) gebildet oder auch auf Schalung als Ganzes eingestampft (Abb. 710).

Es sei auch noch der jetzt vielfach verwendeten Überbauten Erwähnung getan, deren Fahrbahntafel aus Betonkappen zwischen den aus I-Eisen gebildeten Hauptträgern besteht (Abb. 711). Vergleiche hierzu die Abhandlung auf Seite 255 und folgende.

3. Die Fahrbahndecke und ihre Unterstützung.

a) Fahrbahndecken aus Holz.

Die aus Bohlen gebildete Fahrbahndecke ist bereits bei der Abhandlung über die Fahrbahntafel aus Holz besprochen worden.

Das Holzpflaster.

Geringes Gewicht, ebene Oberfläche und die Möglichkeit, es in Steigungen bis 1 : 25 ver-

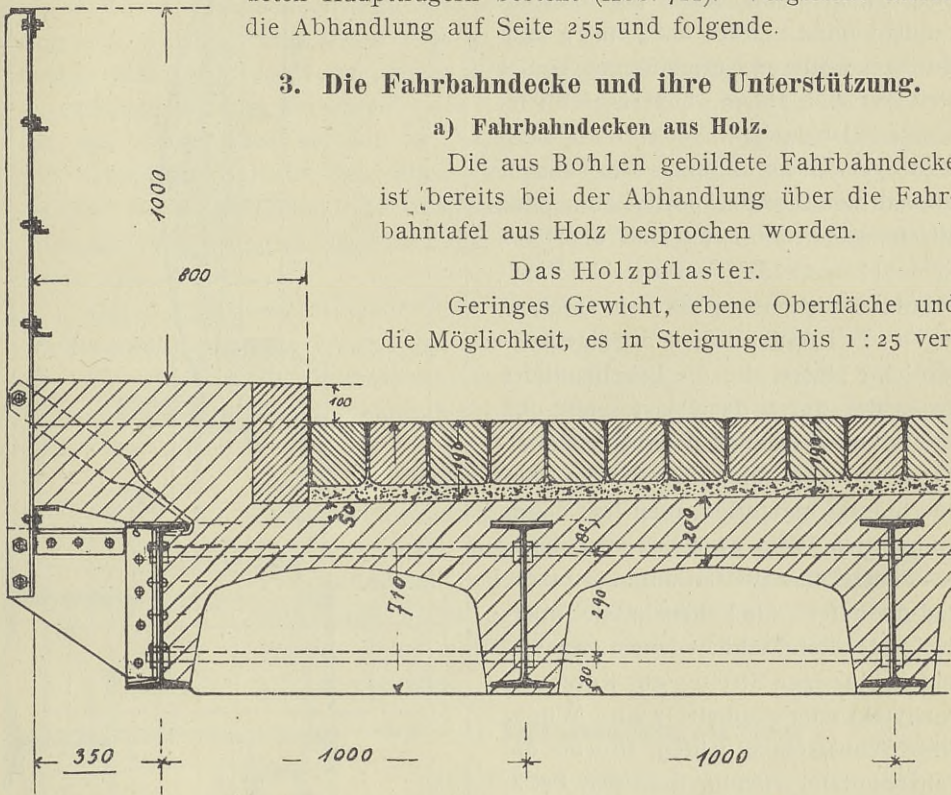


Abb. 711.

legen zu können, machen das Holzpflaster als Fahrbahndecke geeignet. Dem Holzpflaster haftet aber der Nachteil an, daß es Wasser aufsaugt und infolgedessen Formänderungen unterworfen ist, durch die Verwerfungen entstehen können.

Die Holzklötze sind in der Regel 13 cm hoch, 18 bis 25 cm lang und 8 bis 9 cm breit. Besonders geeignet ist schwedisches Kiefernholz, das zur Erhöhung der Haltbarkeit mit Kreosot zu tränken ist, und australisches Hartholz. Die Pflasterklötze werden mit ihrer Längenrichtung rechtwinklig zur Brückenachse ohne Zwischenraum in den Längs- und Querspalten verlegt und mit einer Asphaltmasse aneinander geklebt. Neben der Bordschwelle werden in der Regel zwei Längsreihen von Pflasterklötzen angeordnet. Zwischen der äußersten Längsreihe und der Bordschwelle verbleibt eine Fuge von 5 cm, die auf 8 cm Höhe mit Sand und darüber mit weichem Ton verfüllt wird. Diese Fuge gestattet dem Holzpflaster, sich seitlich auszudehnen. Das fertiggestellte Pflaster wird mit Porphyrguss bedeckt, der durch die Wagen in das Pflaster eingedrückt wird und so dem Pflaster eine harte und widerstandsfähige Oberfläche verleiht.

Die Klötze werden unmittelbar auf eine genau mit Zementmörtel 1 : 2 abgegliche Schicht aus Kiesbeton (Mischung 1 : 4) mittels einer Asphaltmasse aufgeklebt. Diese Betonschicht braucht nicht stärker als 5 cm zu sein. Zu ihrer weiteren Unterstützung eignet sich nur eine starre, unverschiebliche Masse, also nicht Schotter oder Kies. Man verwendet hierzu sogenannten Asphaltbeton oder Kiesbeton im Mischungsverhältnis 1 : 6 bis 1 : 8. Diese Schicht braucht die Oberkante der Fahrbahntafel nicht mehr als 5 cm zu überragen. Der Asphaltbeton ist eine wasserdichte Masse, die die Fahrbahntafel gegen das durch das Pflaster und den Kiesbeton dringende Wasser schützt. Kiesbeton läßt sich nicht wasserundurchlässig herstellen, man legt daher im zweiten Falle zwischen die obere, das Pflaster unmittelbar unterstützende, und die untere, die Fahrbahntafel überdeckende Betonschicht einen wasserundurchlässigen Streifen aus Ruberoid, Pachytek oder Asphaltfilz ein. Würde diese Schutzschicht fehlen, so wäre die Fahrbahntafel ständig dem den Beton durchfeuchtenden und von ihm festgehaltenen Wasser ausgesetzt. Hieran würden auch Abflußlöcher in der Fahrbahntafel nicht viel ändern. Die Schutzschicht unmittelbar unter dem Pflaster anzuordnen, empfiehlt sich nicht, weil sie hier bei Ausbesserungsarbeiten am Holzpflaster leicht beschädigt wird.

Die Verwendung von Asphaltbeton ist in Abb. 712¹⁾ veranschaulicht. Die das Pflaster unterstützende 6 cm starke Kiesbetonschicht ruht auf einem Asphaltbeton, mit dem die Buckelplatten ausgefüllt sind und der die Oberkante der Fahrbahntafel um 4 cm überragt. Dieser Asphaltbeton ist eine

¹⁾ Neue Oderbrücke bei Crossen, entworfen vom Wasserbauinspektor Ziegler.

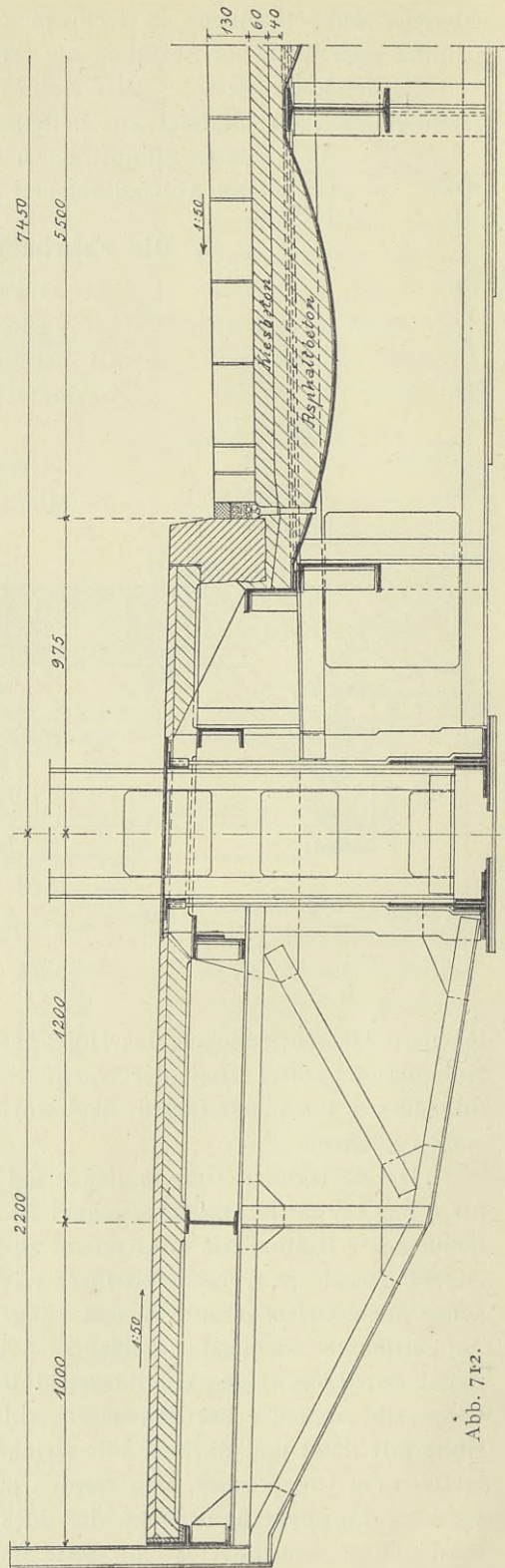


Abb. 712.

wasserdichte Mischung von 3 Gewichtsteilen Goudron, 10 Gewichtsteilen Asphaltmastix, 14 Gewichtsteilen Betonsteine und 2 Gewichtsteilen Sand. Die Betonsteine dürfen höchstens Kantenlängen von 4 cm haben. Der Asphaltbeton wird derart bereitet, daß der Goudron, dann der Asphaltmastix in einem Kessel geschmolzen wird und schließlich die Betonsteine und der Sand zugesetzt werden. Die Masse muß so lange gerührt werden, bis eine gleichmäßige Mischung erzielt ist. Unter der neben dem Bordstein liegenden Fuge durchdringt alle 7 m ein Gasrohr die Asphaltbetonschicht und die Buckelplatte, um das Wasser, das auf der im Quergefälle von 1:50 liegenden Oberfläche der Asphaltbetonschicht dem Bordstein zuströmt, abzuführen. Über diesem Gasrohr ist im Kiesbeton eine entsprechende Aussparung vorgesehen, um das Rohr bei Verstopfung reinigen zu können und das sich in der Fuge ansammelnde Wasser abzuführen.

Der Asphaltbeton ist sehr teuer. Billiger und doch ebenso zweckmäßig ist die zweite Art, das Wasser von der Fahrbahn tafel abzuhalten. Bei der in der Abb. 709 a u. b veranschaulichten Ausführung ist zwischen die das Pflaster unterstützende Kiesbetonschicht (Mischung 1:4) und die aus Bimsbeton (Mischung 1 Teil Zement mit 8 Teilen leichten Bimssteinen) bestehende Ausfüllung der Bogenzwickel eine wasserundurchlässige Ruberoidschicht eingeschaltet. Bei der in Abb. 710 dargestellten Fahrbahn ist die wasserdichte Schicht zwischen die tragende Eisenbetontafel und den das Pflaster unmittelbar unterstützenden Beton gelegt. Das sich auf ihr sammelnde Wasser kann durch kleine, in den Randträger gebohrte Löcher abfließen.

b) Fahrbahndecken aus Stein.

Schotterdecken.

Auf Brücken, die in Chausseen liegen, wird wegen der Einfachheit in der Unterhaltung gern dieselbe Decke

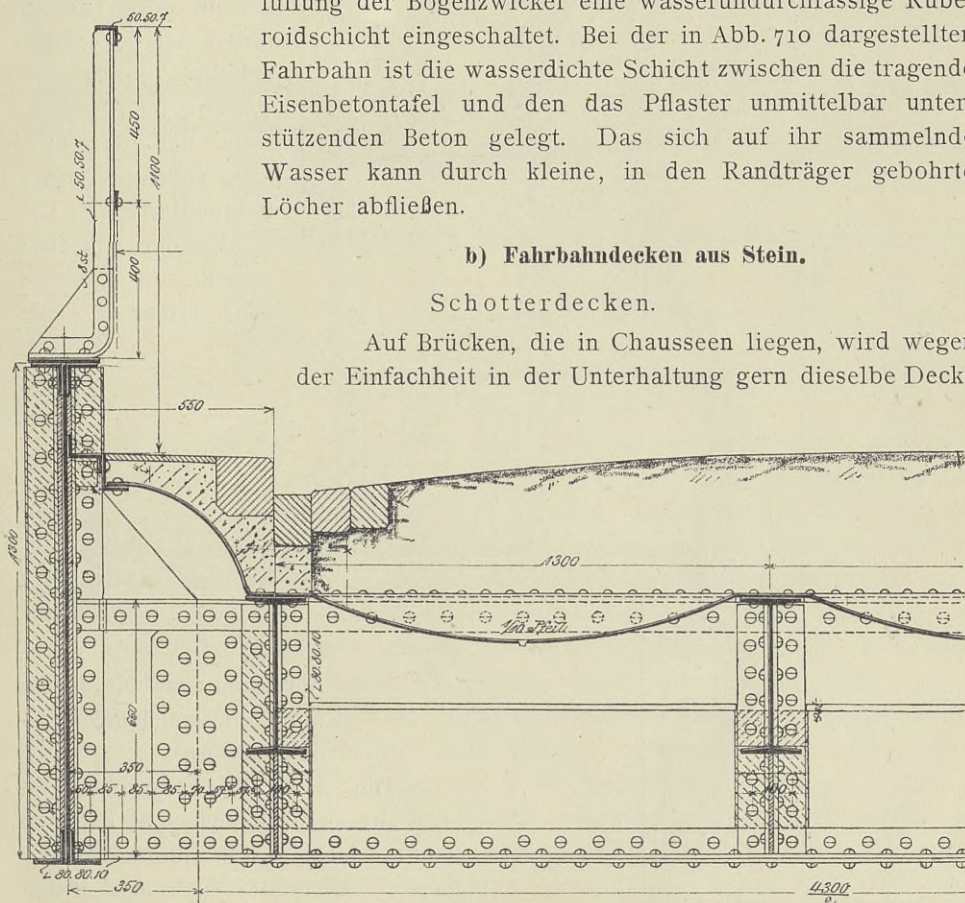
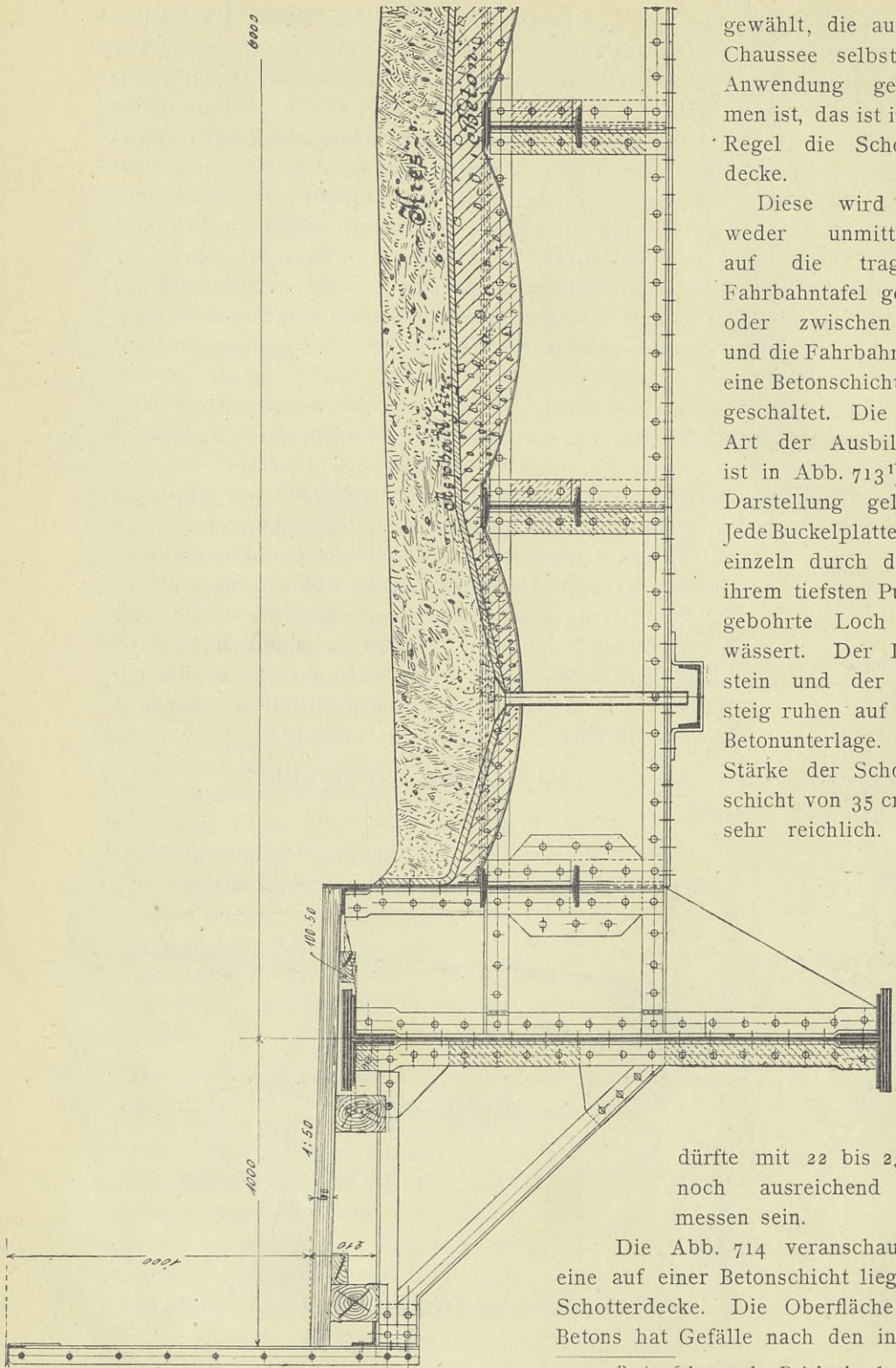


Abb. 713.



gewählt, die auf der Chaussee selbst zur Anwendung gekommen ist, das ist in der Regel die Schotterdecke.

Diese wird entweder unmittelbar auf die tragende Fahrhandtafel gelegt, oder zwischen sie und die Fahrhandtafel eine Betonschicht eingeschaltet. Die erste Art der Ausbildung ist in Abb. 713¹⁾ zur Darstellung gelangt. Jede Buckelplatte wird einzeln durch das in ihrem tiefsten Punkte gebohrte Loch entwässert. Der Bordstein und der Fußsteig ruhen auf einer Betonunterlage. Die Stärke der Schotterdecke von 35 cm ist sehr reichlich. Sie

dürfte mit 22 bis 25 cm noch ausreichend bemessen sein.

Die Abb. 714 veranschaulicht eine auf einer Betonschicht liegende Schotterdecke. Die Oberfläche des Betons hat Gefälle nach den in den

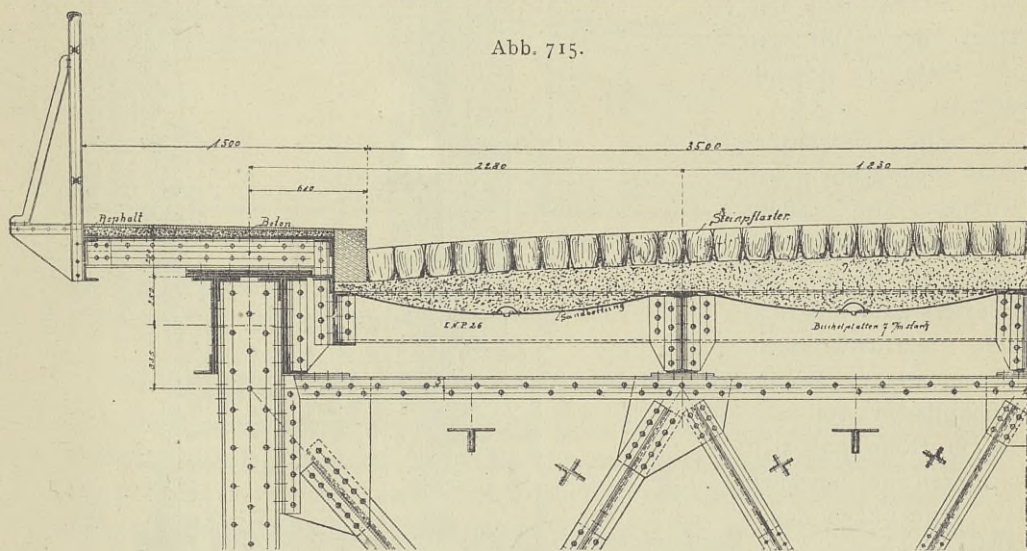
¹⁾ Ausführung der Reichsbahnlinien.

seitlichen Buckelplatten liegenden Entwässerungsröhren erhalten und ist mit Asphaltfilz abgedeckt. Der Fußsteig ist aus Holz gebildet. Die Stärke des Betons über der Oberkante der Fahrbahntafel braucht nicht mehr als 6 cm zu betragen, und die des Schotters braucht das Maß von 20 cm nicht zu übersteigen.

Steinpflaster.

Das Steinpflaster findet bei städtischen Straßenbrücken häufig Verwendung. Man zieht es dem Holzpflaster in manchen Fällen trotz seines bedeutend höheren Gewichtes und trotz des Übelstandes eines geräuschvollen Befahrens wohl deshalb vor, weil es weniger sorgfältige und fachmännische Unterhaltung als das letztere erfordert. Als Material eignen sich alle die Gesteinsarten, die für das Pflaster der Straßen in Frage kommen. Die einzelnen Steine sind 15 bis 24 cm lang, 10 bis 16 cm breit und 10 bis 17 cm hoch. Sie werden entweder in einer Sandbettung, die die Fahrbahntafeloberkante um 12 bis 16 cm

Abb. 715.



überragt, verlegt (Abb. 715) oder unter Einschaltung einer nur 1 bis 3 cm starken Sandschicht auf Kiesbeton gelagert. Bei der ersten Anordnung werden häufig einzelne Steine im Laufe des Betriebes tiefer als die anderen in die Sandbettung eingetrieben. Eine bessere Gewähr für eine tadellose Lage des Pflasters bietet die zweite Anordnung. Der Beton ist die unverschiebliche, feste Unterlage, die schwache Sandschicht dient nur zum Ausgleich der unvermeidlichen Höhenunterschiede der einzelnen Pflastersteine. Der Kiesbeton braucht die Fahrbahntafeloberkante auch hier nur um 6 bis 8 cm zu überragen und wird zweckmäßig mit einer wasserdichten Lage aus Asphaltfilz, Pachytek oder dergleichen abgedeckt. Bei der in der Abb. 716 im Querschnitt dargestellten, von der Firma Beuchelt u. Co. ausgeführten «Langen Brücke» in Stettin ist diese Ausbildung der Fahrbahndecke zur Anwendung gekommen. Die Entwässerung der wasserdichten Abdeckung des Betons erfolgt hier durch Tropfüllen, die in den den Hauptträgern benachbarten Längsträgerfeldern den Beton und die Buckelplatten durchdringen.

Zweckmäßiger ist es, die wasserdichte Schicht zum Schutz gegen Beschädigungen bei Ausbesserungsarbeiten mit einer 3 cm starken Betonschicht zu versehen oder mit 2 cm starken, durch Drahtnetzeinlagen verstärkten kleinen Betonplatten, die mit 2 cm Abstand verlegt werden, abzudecken. Die Entwässerung der wasserdichten Schicht kann wie bei der in der Abb. 716 dargestellten Ausführung oder auch in der Weise geschehen, wie es an dem Beispiel der Abb. 710 auf Seite 341 geschildert ist.

Zur Einschränkung des großen Gewichtes des Steinpflasters empfiehlt es sich, die Höhe des Pflasters nach Möglichkeit einzuschränken. Sogenanntes Granit-Kleinpflaster von nur 10 cm Höhe hat sich ausgezeichnet bewährt.

Die Fugen des Pflasters werden zur Erzielung möglicher Wasserdichtigkeit der Oberfläche mit Asphalt oder Zement ausgegossen.

e) Fahrbahndecken aus Stampfasphalt.

Auch aus Stampfasphalt werden die Fahrbahndecken städtischer Brücken hergestellt, jedoch nur in dem Falle, daß die Längsneigung der Decke nicht mehr als $\frac{1}{80}$ beträgt. Die Stampfasphalt-

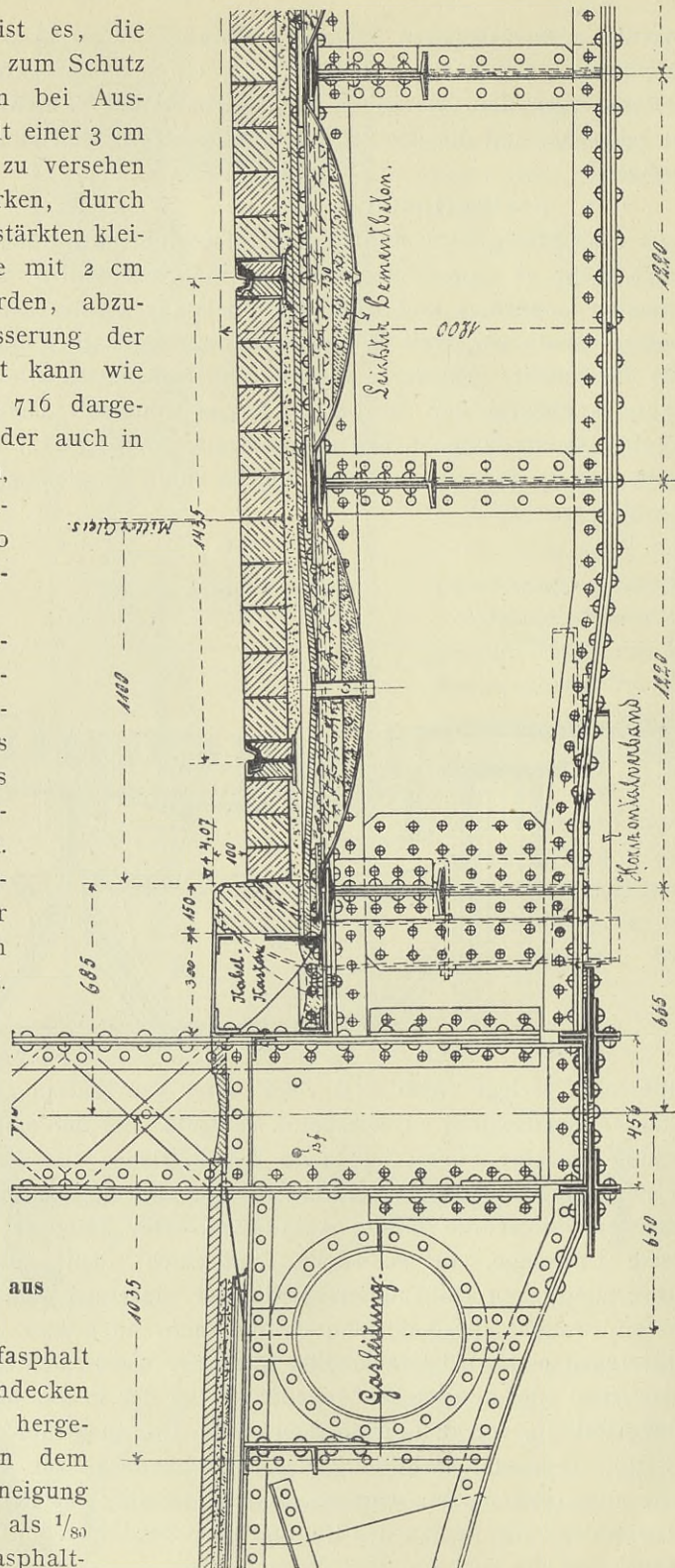


Abb. 716.

schicht erhält eine Stärke von 5 cm und wird unmittelbar auf einer genau abgeglichenen Kiesbetonschicht hergestellt. Diese Betonschicht wird wegen der geringen Dicke des Asphaltes zur Erzielung einer guten Druckverteilung zweckmäßig etwas stärker als bei den anderen Fahrbahndecken ausgeführt. Sie soll die Fahrbahntafeloberkante mindestens um 9 cm überragen. Die Einschaltung einer besonderen wasserdichten Schicht ist nicht erforderlich, weil der Stampf-

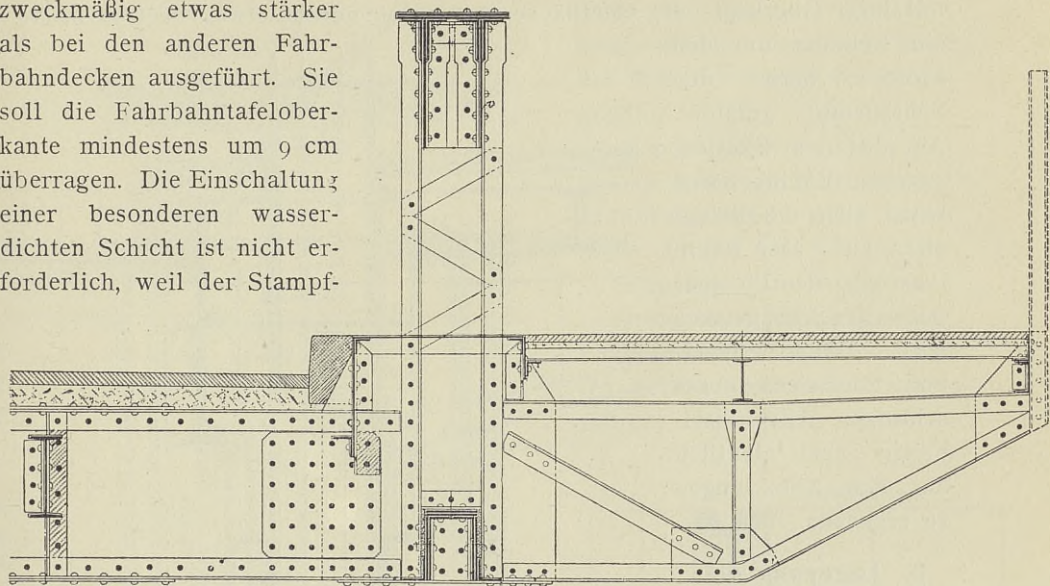


Abb. 717.

asphalt vollkommen wasserundurchlässig ist. Abb. 717 zeigt eine solche Fahrbahndecke aus Stampfasphalt.

4. Die Decke der Fußsteige und ihre Unterstützung.

Die Fußsteigdecken werden aus Holz, Gußasphalt, Zementestrich oder Granitplatten hergestellt. Fußsteigdecken aus Holz zeigen die Abb. 698 u. 714. Die Bohlen erhalten meist eine Stärke von 5 bis 7 cm, sie sollen nicht quer, wie in Abb. 714, sondern längs gelegt werden, wie in Abb. 698, weil Schirme und Stöcke leicht in den Fugen der quergelegten Bohlen stecken bleiben und abbrechen.

Decken aus Gußasphalt, die nicht stärker als 2,5 cm ausgeführt zu werden brauchen, und Decken aus Zementestrich, deren Stärke nur 2,0 cm zu bemessen ist, werden durch Kiesbeton unterstützt. Die Kiesbetonschicht ist entweder selbst tragend, wie bei den Ausführungen in Abb. 712, 710 u. 709 (vergl. auch S. 339) oder wird von Belageisen getragen, wie bei den Ausführungen in den Abb. 717, 716 u. 705. Die Zementestrichdecken werden aus einem Gemisch von einem Teil Zement und zwei Teilen Sand hergestellt und zur Erhöhung der Haltbarkeit zweckmäßig mit einer feinen Drahtnetzeinlage versehen.

Bei den Berliner eisernen Straßenbrücken sind die Fußsteigdecken vielfach aus rd. 13 cm starken, 1,3 m freiliegenden Granitplatten gebildet worden.

5. Unterbrechung des Fußsteiges durch die Füllungsglieder der Hauptträger.

Die Unterbrechungen des Fußsteiges durch die Füllungsglieder der Hauptträger bereiten in dem Falle, daß die Decke des Fußsteiges durch Belageisen

unterstützt ist, einige Schwierigkeiten. In der Abb. 718 ist eine Unterbrechung durch einen Pfosten und in der Abb. 719 durch einen Schrägstab veranschaulicht. Durch Winkeleisen, die zur Abhaltung des Wassers von der Durchbrechung mit ihrer Oberkante die Oberfläche der Fußsteigdecke etwas überragen, wird ein Rahmen um den Pfosten bzw. den Schrägstab gebildet. Auf das dem Fußsteig zugekehrte Winkeleisen legen sich die Belageisen auf. Der Raum innerhalb des Pfostens bzw. des Schrägstabes wird durch Winkel- und Flacheisen abgeschlossen. Die Einzelheiten sind deutlich aus den Abbildungen zu erkennen.

6. Lagerung der Straßenbahnschienen auf eisernen Brücken.

Der Unterstützung der Straßenbahnschienen muß besondere Aufmerksamkeit geschenkt werden, da erfahrungsgemäß die unterstützenden Teile der Schienen bei nicht sachgemäßer Ausführung bald zerstört werden. Die Schienen müssen unter allen Umständen auf Beton, und zwar am besten auf Eisenbetonplatten gelagert werden,

die von dem die Fahrbahntafel überdeckenden Beton durch die wasserdichte Schicht und eine Filzplatte (Abb. 720) getrennt sind. Diese schützt die wasserdichte Schicht vor Beschädigungen durch die Eisenbetonplatten.

7. Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahndecke.

Wie bereits auf S. 330 erörtert ist, erfolgt die Entwässerung der Oberfläche der Fahrbahn und der Fußsteige in der Regel genau so, wie bei jeder

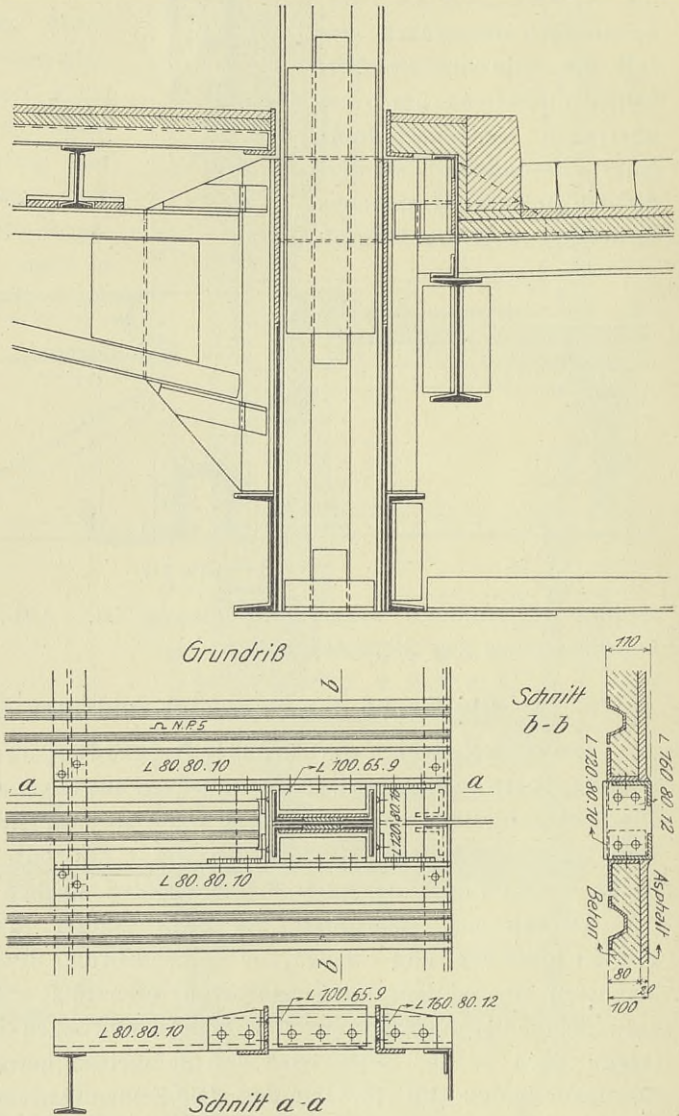


Abb. 718.

Straße nach der Innenkante der Bordsteine, welche die Fahrbahnoberfläche um 10 bis 18 cm überragen und durch einen seitlichen Abschlußträger gegen Verschiebungen durch seitliche Stöße der Fahrzeuge gesichert sein müssen. Von hier fließt das Wasser vermöge des Längsgefälles den angrenzenden Straßen zu oder wird bei langen Brücken durch einzelne Abfallrohre nach unten abgeführt. In der Abb. 721 ist eine zweckmäßige Anordnung und Lagerung eines Abfallrohres für Fahrbahntafeln aus Buckelplatten veranschaulicht. Das Abfallrohr hat genau dieselben

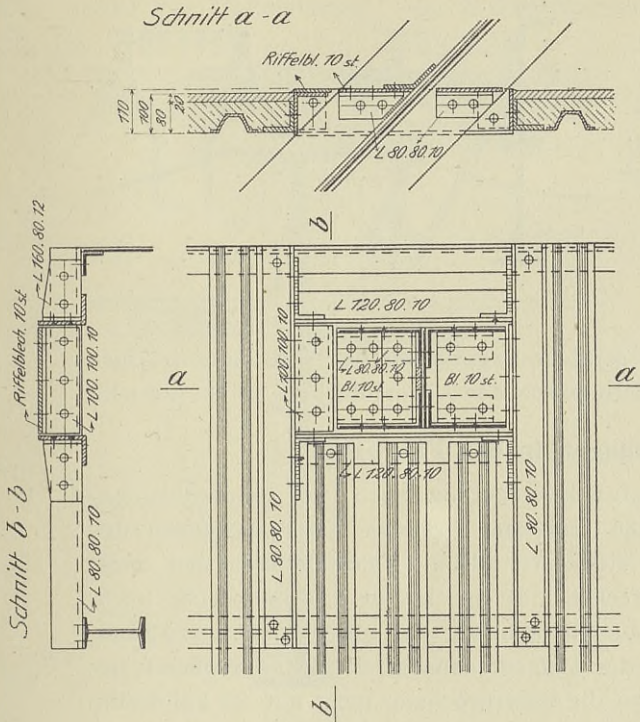


Abb. 719.

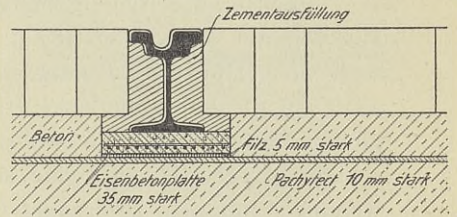


Abb. 720.

Abmessungen an der Oberkante und Vorderseite wie der Bordstein (Abb. 722) erhalten und ist auf dem äußersten Längsträger und dem seitlichen Abschlußträger gelagert. Das die Fahrbahn zwischen diesen beiden Trägern stützende Flachblech greift beiderseits unter den Abflußkörper.

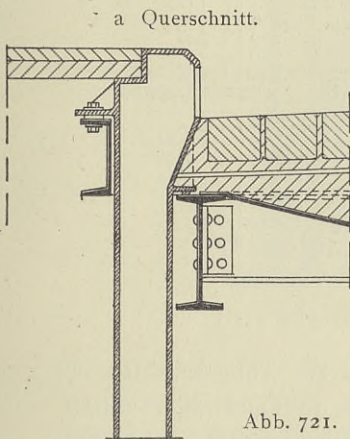


Abb. 721.

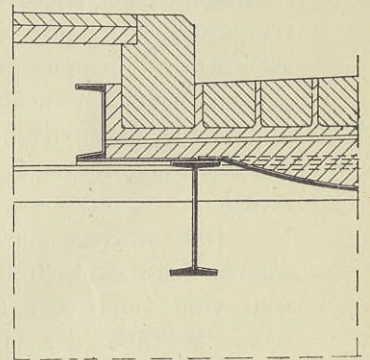
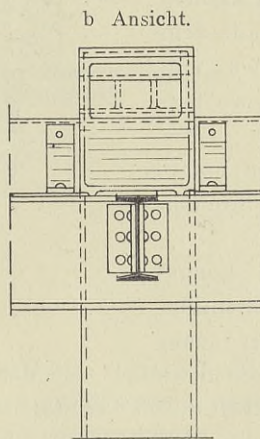


Abb. 722.

Die Abb. 723 gibt ein Abflußrohr wieder, das ebenfalls in den Bordstein eingebaut ist und für Fahrbahntafeln aus Belageisen geeignet ist. Es stützt

sich auf zwei Belageisen und den äußersten Längsträger, der zugleich Abschlußträger ist. Ein Abfallrohr, das den gebräuchlichen Straßengullys ähnlich, ist

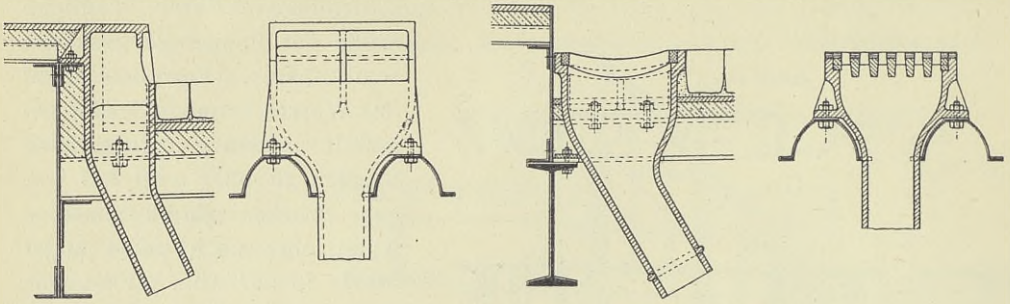


Abb. 723.

Abb. 724.

in der Abb. 724 dargestellt. Die seitliche Begrenzung des Fußsteiges ist hier nicht durch einen Bordstein, sondern durch den Abschlußträger selbst bewirkt.

8. Unterbrechungen in der Fahrbahn.

Ebenso wie bei Eisenbahnbrücken werden auch bei Straßenbrücken aus den auf den Seiten 287 u. 288 erörterten Gründen Unterbrechungen des Fahrbahngerippes notwendig, die sich auch auf die Fahrbahntafel, und meist auch auf die Fahrbahndecke erstrecken müssen. Ist die Fahrbahndecke nachgiebig, besteht sie beispielsweise aus Steinpflaster, das auf einer stärkeren Sandschicht gelagert ist, und sind an der Unterbrechungsstelle keine größeren Bewegungen möglich, so braucht man die Unterbrechung nicht auf die Fahrbahndecke auszudehnen. In der Abb. 725 ist eine derartige Ausführung dargestellt. Der linke Längsträger ist beweglich auf einem Konsol gelagert; die zu diesem Längsträger gehörige Buckelplatte ruht in der Querrichtung auf einem von Längsträger zu Längsträger reichenden kleinen Querträger. Der Raum zwischen dem Hauptquerträger und dem kleinen Nebenquerträger ist durch ein mit dem Hauptquerträger fest vernietet und auf dem Nebenquerträger beweglich gelagertes Flacheisen überdeckt. Über diesem Flacheisen ist der Beton unterbrochen und durch nachgiebigen Bitumen ersetzt.

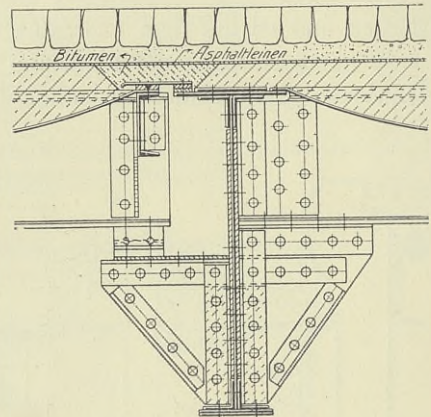


Abb. 725.

Der Auflagerpunkt des Längsträgers liegt in diesem Beispiel ziemlich weit vom Querträger ab. Der senkrechte Schenkel des oberen Konsolwinkels ist daher zur Aufnahme der aus dem Moment herrührenden Zugkraft durch das Stegblech des Querträgers durchgesteckt und an der Eckaussteifung des Nachbarlängsträgers angeschlossen.

Ist die Fahrbahndecke nicht nachgiebig, besteht sie beispielsweise aus Holzpflaster auf Betonunterlage, so muß die Unterbrechung auch auf die Fahr-

bahndecke ausgedehnt werden. In den Abb. 726 u. 727 sind zwei derartige Unterbrechungen dargestellt. Im Anschluß an die unterbrochenen Fahrbahntafeln begrenzen kleine Abschlußträger in C- oder Z-Form die Fahrbahndecke und ihre Unterstützung. Ein Schleppblech, das mit dem einen dieser Träger fest vernietet ist und auf den anderen sich lose auflegt, deckt den Zwischenraum zwischen den beiden Trägern ab. Bei dem Beispiel in Abb. 726 besteht die

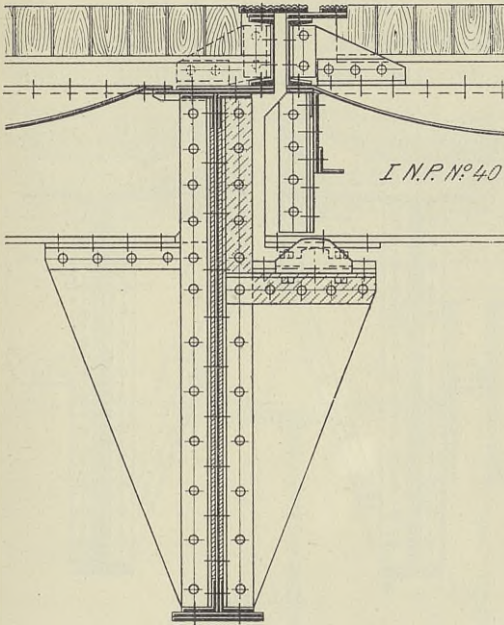


Abb. 726.

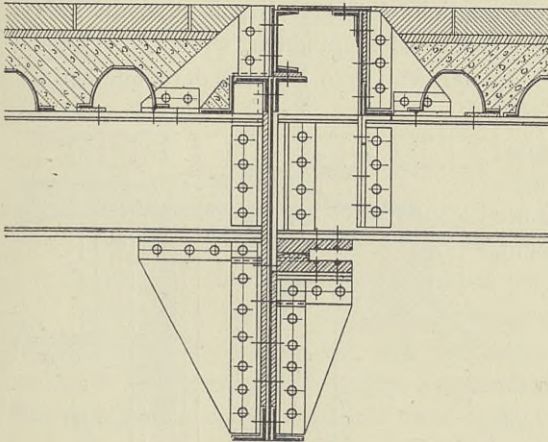
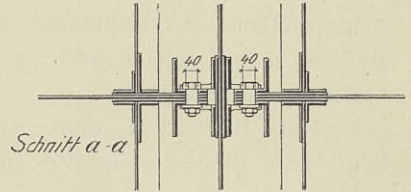
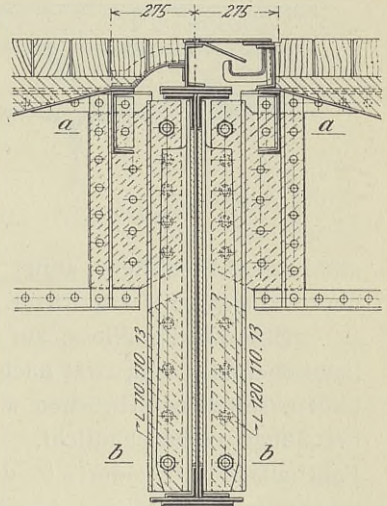


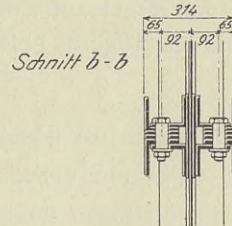
Abb. 727.



Schnitt a-a



Schnitt b-b



Schnitt b-b

Abb. 728.

Fahrbahntafel aus Buckelplatten, bei dem in Abb. 727 aus Belageisen. Hier ist der Auflagerpunkt des beweglichen Längsträgers in zweckmäßiger Weise sehr nahe an den Querträger herangerückt.

In der Abb. 728 ist eine ähnliche Fahrbahnunterbrechung wiedergegeben. Beide dem Querträger benachbarten Längsträger sind mittels Pendel, die schon

auf S. 289 näher beschrieben sind, beweglich gelagert. Zur Einschränkung des die Fahrbahn unterbrechenden Raumes ist der eine Abschlußträger nicht auf dem linken Nebenquerträger, sondern beweglich auf dem Hauptquerträger gelagert. Um das unter dem Abdeckblech durchsickernde Wasser von dem Querträger und den Längsträgern fern zu halten, ist eine Wasserrinne in dem Raum unter dem Abdeckblech angeordnet.

Die Unterbrechung der Decke eines Fußsteiges, die aus Gußasphalt auf tragender Betonplatte besteht, ist in der Abb. 729 veranschaulicht. Kleine **Z**-Eisen begrenzen beiderseits die Unterbrechung der Decke. Ein Schleppblech ist mit einem dieser **Z**-Eisen fest vernietet und auf dem anderen lose gelagert.

Der links von dem Konsol liegende, die Betonplatte unter-

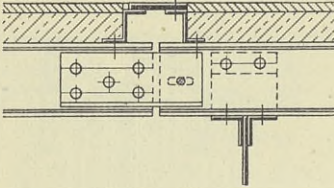


Abb. 729.

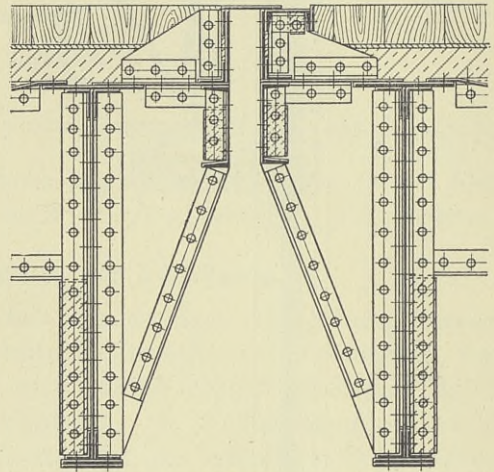


Abb. 730.

stützende Längsträger stützt sich längsbeweglich auf dem über das Konsol hervorkragenden Längsträger.

Über Mittelpfeilern, auf denen bewegliche Auflager liegen, muß die Fahrbahn ebenfalls, und zwar nach den gleichen Gesichtspunkten, wie auf den Überbauten selbst unterbrochen werden. In der Abb. 730 ist eine derartige Unterbrechung veranschaulicht. Die die Fahrbahndecke beiderseits der Unterbrechung begrenzenden Abschlußträger werden in der Regel auf Konsolen, die an den Endquerträgern befestigt sind, gelagert

9. Endabschluß über den Widerlagern.

Am festen Lager genügt die Anordnung eines einfachen Schleppbleches, das die Fahrbahntafel mit dem Widerlager verbindet (Abb. 731). (Über die Ausbildung dieser Schleppbleche vergleiche S. 266.) Auch beim beweglichen Lager ist ein solches Schleppblech in dem Falle am Platze, daß das Fahrbahnträgergerippe mit der Fahrbahntafel sich unter der Fahrbahn ver-

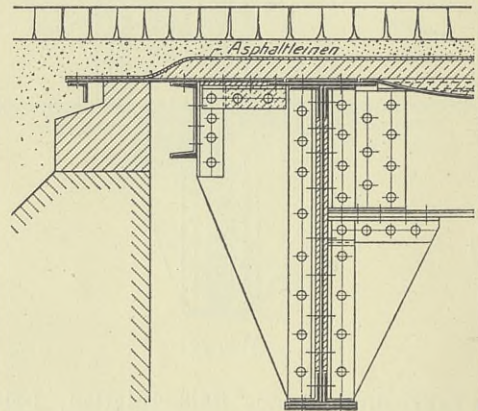


Abb. 731.

schieben kann, z. B. bei Steinpflaster in stärkerer Sandbettung. Am beweglichen Lager empfiehlt sich bei starrer Unterstüztung der Fahrbahndecke, namentlich bei weitgespannten Brücken, als Übergang von der Brücke zum Widerlager eine sogenannte Finger- oder Kammkonstruktion, die den Rädern der Fahrzeuge unter allen Umständen eine stoßfreie Unterstüztung bietet. Die Abb. 732 a bis c veranschaulichen eine solche Fingerkonstruktion.¹⁾ Die Fahrbahn der Brücke und der anschließenden Straße wird je durch einen Abschlußträger begrenzt. Auf jedem dieser Träger wird ein Rost von sogenannten Fingern fest vernietet. Diese Roste greifen ineinander, und zwar so, daß die langen Finger, die an der Längsbewegung des Überbaues teilnehmen, in jeder Lage von dem auf dem Widerlager liegenden Abschlußträger unterstüzt und so gegen starkes Federn und Abbrechen geschützt werden. Die Finger müssen

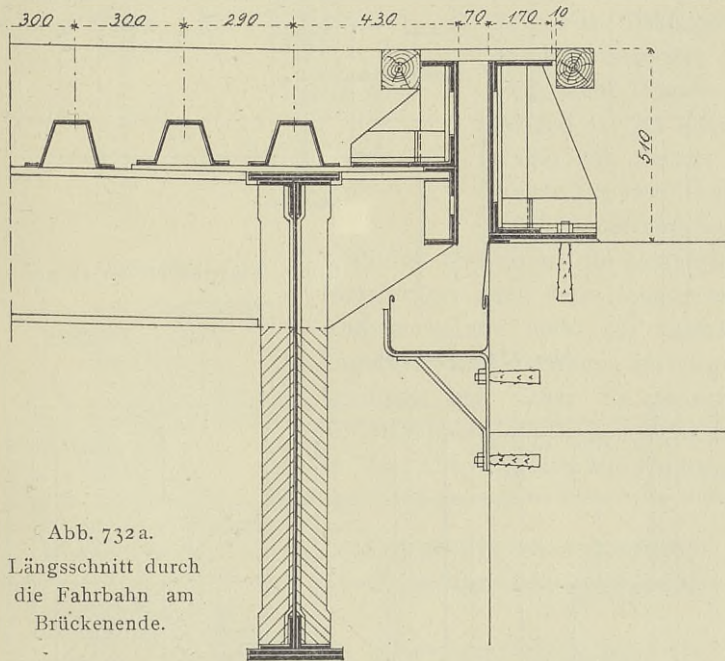


Abb. 732 a.
Längsschnitt durch
die Fahrbahn am
Brückende.

natürlich erheblich schmäler als eine Radbreite sein, damit die Räder überall Unterstüztung finden; sie erhalten in der Regel eine Breite von 30 bis 33 mm. Eine untergehängte Rinne fängt das durch die Finger dringende Wasser auf.

Einfacher ist die in der Abb. 733 dargestellte Fingerkonstruktion, bei der die Finger an die gußstählernen Abschlußkörper angegossen sind. Die aus mehreren Teilen bestehenden Abschlußkörper sind auf dem Widerlager im Beton verankert und auf dem Überbau mit den Endkonsolen verschraubt.

Mit Vorteil werden diese Fingerkonstruktionen auch statt der in Abb. 730 dargestellten Anordnung bei der Fahrbahnunterbrechung über einem Pfeiler, auf dem bewegliche Lager liegen, verwendet, weil sich hier bei größeren Längsbewegungen zwischen dem mit dem einen Überbau fest verbundenen Schleppwinkel und dem Pflaster des anderen Überbaues eine große Fuge bildet, durch die hinüberfahrende Fuhrwerke unangenehme Stöße erleiden. Der Übergang von den Fußsteigen zu den Widerlagern wird beim festen und beweglichen Lager meist nach der in der Abb. 734 dargestellten Anordnung ausgeführt, beim beweglichen Lager natürlich mit dem nötigen Spielraum.

¹⁾ Bei der Straßenbrücke über die Memel in Tilsit von der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien ausgeführt.

Liegen auf den Überbauten Straßenbahnschienen, so müssen in diesen über den beweglichen Lagern bei größeren Stützweiten aus den bei den Eisenbahnbrücken auf S. 260 erörterten Gründen Schienenauszugsvorrichtungen vorgesehen werden, die nach denselben Gesichtspunkten, wie sie auf den Seiten 261 bis 264 erläutert sind, ausgebildet werden können.

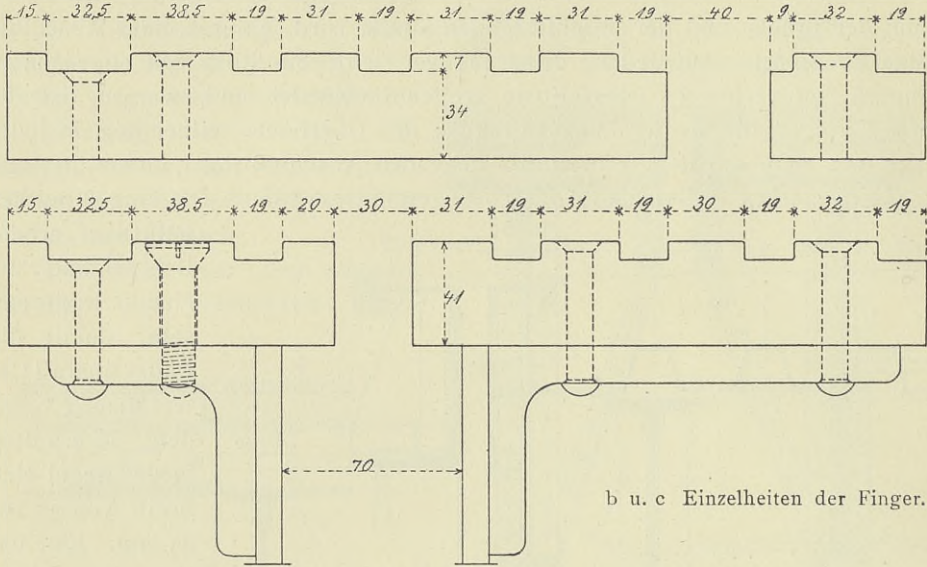


Abb. 732 b. Schnitt.

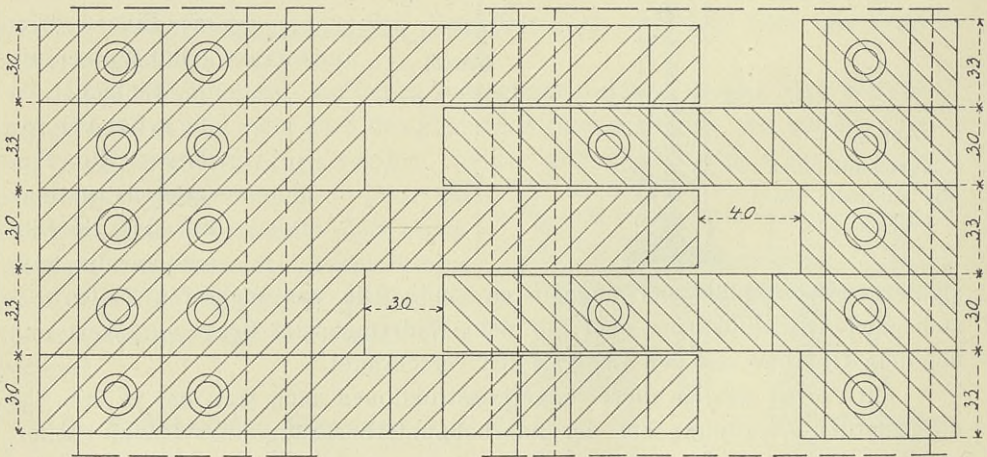


Abb. 732 c. Grundriß.

10. Besonderheiten des Fahrbahnträgergerippes der Straßenbrücken.

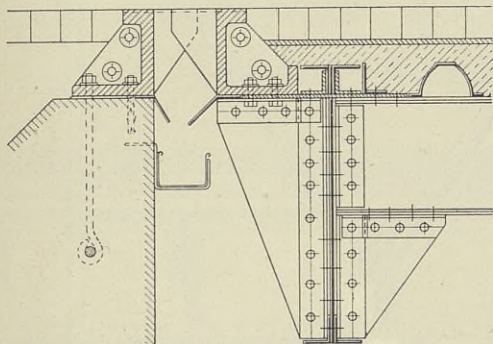
a) Fachwerkartige Querträger mit biegefestem Obergurt.

Bei großem Abstand der Hauptträger kann es vorteilhaft sein, die Querträger fachwerkartig auszubilden. Eine Anordnung mit solchen Querträgern ist bereits auf S. 278 in der Abb. 613 dargestellt worden. Hier sind aber die Buckelplatten von besonderen Nebenquerträgern, die von den Längsträgern ge-

tragen werden, unterstützt. Man kann nun auch die Fahrbahnplatte auf die Obergurte der Querträger legen, muß sie aber in diesem Falle biegefest ausbilden. In der Abb. 735¹⁾ ist eine derartige Anordnung veranschaulicht. Die Fahrbahnplatte besteht ebenso wie die Platte der Fußsteige aus Eisenbeton-Voutenplatten, die sich auf die unteren Flansche der aus Walzträgern bestehenden Obergurte der Querträger und Fußsteigkonsole stützen. Der wa-

gerechte Schub dieser Voutenplatten wird von den Längsträgern aufgenommen.

Längsschnitt.



b) Statisch bestimmte Lagerung der Querträger bei Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern.

Für Straßenbrücken ordnet man bei hochliegender Fahrbahn zwei oder auch mehr Hauptträger an. Ausschlaggebend ist im allgemeinen die Kostenfrage, wie bereits auf S. 225 erwähnt wurde. Bei zwei Hauptträgern (Abb. 736)¹⁾ ist die Lagerung der Querträger

statisch bestimmt und daher die Lastverteilung auf die beiden Hauptträger nach dem Hebelgesetz zu ermitteln. Bei Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern ist die Lagerung der Querträger im allgemeinen statisch unbestimmt und daher die genaue Lastverteilung auf die einzelnen Hauptträger nicht einfach zu bestimmen. In der Abb. 737 ist ein Querschnitt einer Straßen-

Grundriß.

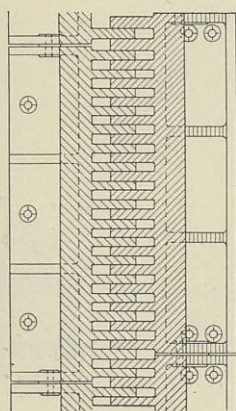


Abb. 733.

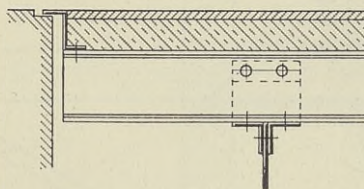


Abb. 734.

brücke mit vier Hauptträgern veranschaulicht. Die einzelnen Querträger sind fest an den Hauptträgern angeschlossen, stehen also miteinander in fester Verbindung

und sind in ihrer Wirkung daher einem durchlaufenden Träger gleich. Im allgemeinen wird man wohl die Annahme machen, daß jeder einzelne Querträger zwischen je zwei Hauptträgern ein Träger auf zwei Stützen ist. Ordnet man die Querträger auf den Hauptträgern an, so kann man die statisch bestimmte Lagerung der Querträger und die Verteilung der Lasten auf die Hauptträger nach dem Hebelgesetz in einfacher Weise durch Einschaltung von Gelenken erzielen. Sind vier Hauptträger vorhanden, so können die über jedem äußeren Trägerpaar liegenden Querträger über die beiden inneren Hauptträger vorgekragt werden und der über dem mittleren Trägerpaar liegende Querträger an den anderen Querträgern gelenkig aufgehängt

¹⁾ Straßenbrücke über den Teltow-Kanal bei Berlin, gebaut von Havestadt und Contag. Schaper, Eisene Brücken. Zweite Auflage.

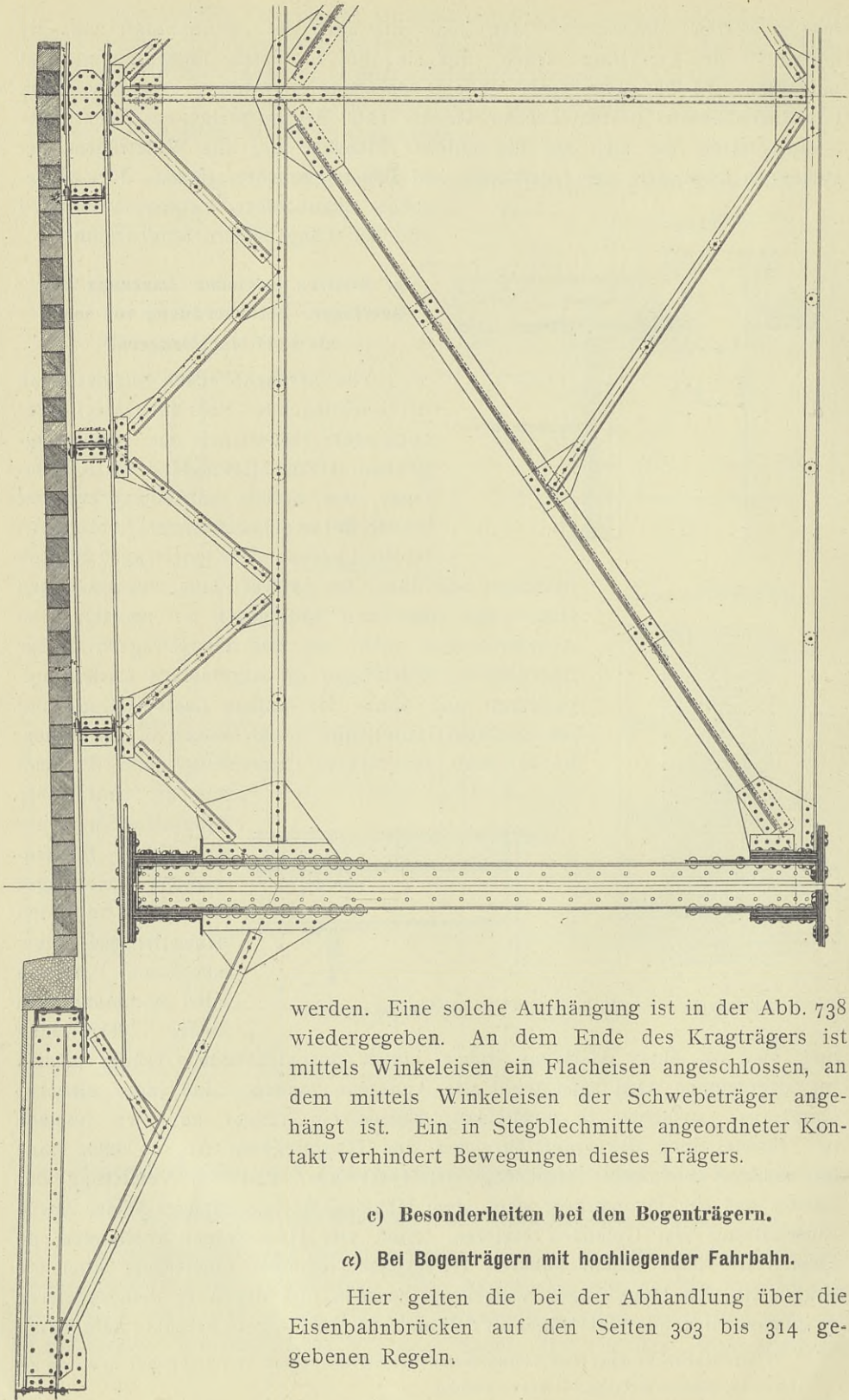


Abb. 735.

werden. Eine solche Aufhängung ist in der Abb. 738 wiedergegeben. An dem Ende des Kragträgers ist mittels Winkeleisen ein Flacheisen angeschlossen, an dem mittels Winkeleisen der Schwebeträger angehängt ist. Ein in Stegblechmitte angeordneter Kontakt verhindert Bewegungen dieses Trägers.

c) Besonderheiten bei den Bogenträgern.

α) Bei Bogenträgern mit hochliegender Fahrbahn.

Hier gelten die bei der Abhandlung über die Eisenbahnbrücken auf den Seiten 303 bis 314 gegebenen Regeln.

In den Abb. 739 a bis d¹⁾ ist eine Bogenbrücke mit sehr beschränkter Bauhöhe dargestellt, die in Bezug auf die Lage der Fahrbahn tafel zu den Bogenträgern im Scheitel der in der Abb. 669 auf S. 311 wiedergegebenen sehr ähnlich ist. Es kann daher auf die dort gegebene Beschreibung verwiesen werden.

β) Bei Bogenträgern mit tief liegender Fahrbahn.

Bei Bogenträgern mit tief liegender Fahrbahn treten für Straßenbrücken dieselben Besonderheiten wie für Eisenbahnbrücken auf. Vergleiche die Ab-

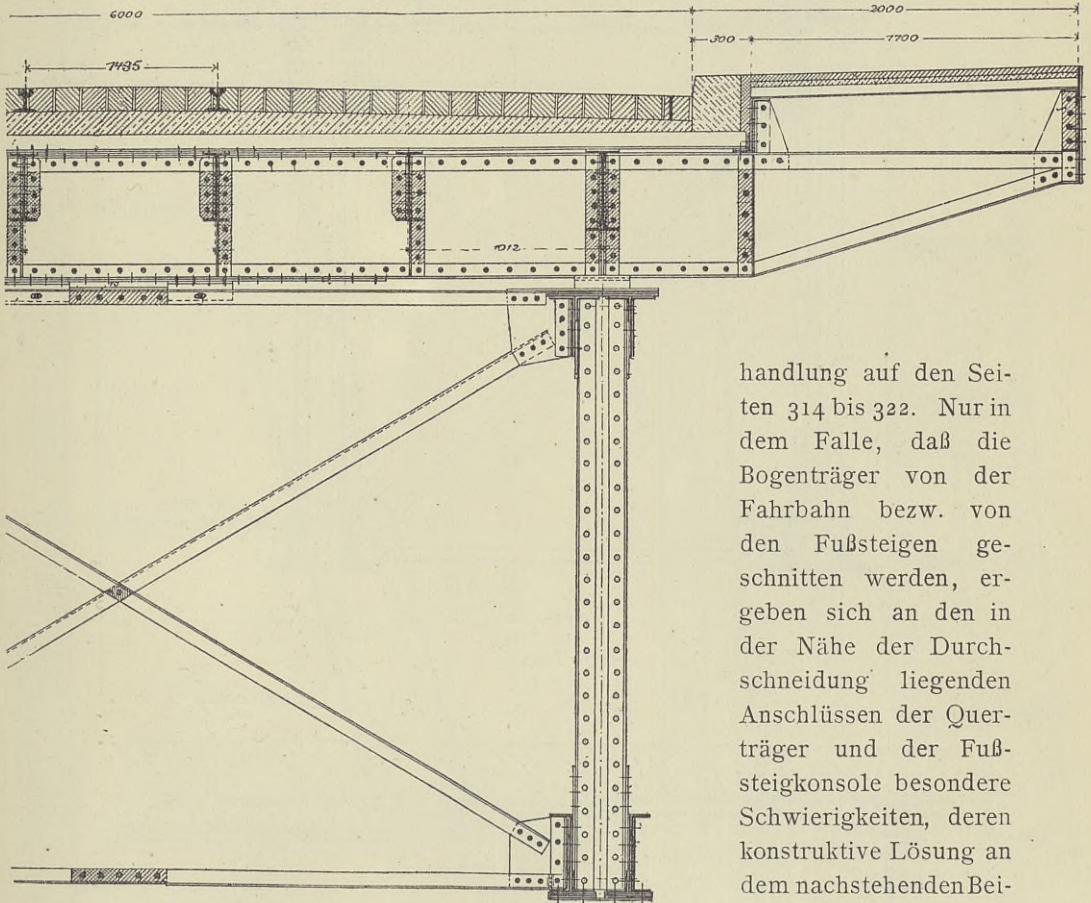


Abb. 736.

handlung auf den Seiten 314 bis 322. Nur in dem Falle, daß die Bogenträger von der Fahrbahn bzw. von den Fußsteigen geschnitten werden, ergeben sich an den in der Nähe der Durchschneidung liegenden Anschlüssen der Querträger und der Fußsteigkonsole besondere Schwierigkeiten, deren konstruktive Lösung an dem nachstehenden Beispiel gezeigt werden soll. In der Abb. 740²⁾

ist die Ansicht und der Grundriß eines Bogensichelträgers, der von der Fahrbahn durchschnitten wird, veranschaulicht. Die Anschlüsse der Querträger und Konsole in den Punkten 29, 3, 27 und 1 sind in den Abb. 741 bis 744 dargestellt. Wegen der weiten Ausladung der Fußsteige müssen die aus dem Moment her-

¹⁾ Straßenbrücke über die Dreisam in Freiburg i. Br., ausgeführt vom „Eisenwerk Kaiserslautern“.

²⁾ Röntgen-Brücke in Charlottenburg, ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

rührenden großen Zugkräfte der Konsolanschlüsse durch unmittelbare Verbindung mit dem Querträger in diesen geleitet werden. Beim Punkt 29 (Abb. 741) kann diese Verbindung oberhalb des Bogenträgers hergestellt

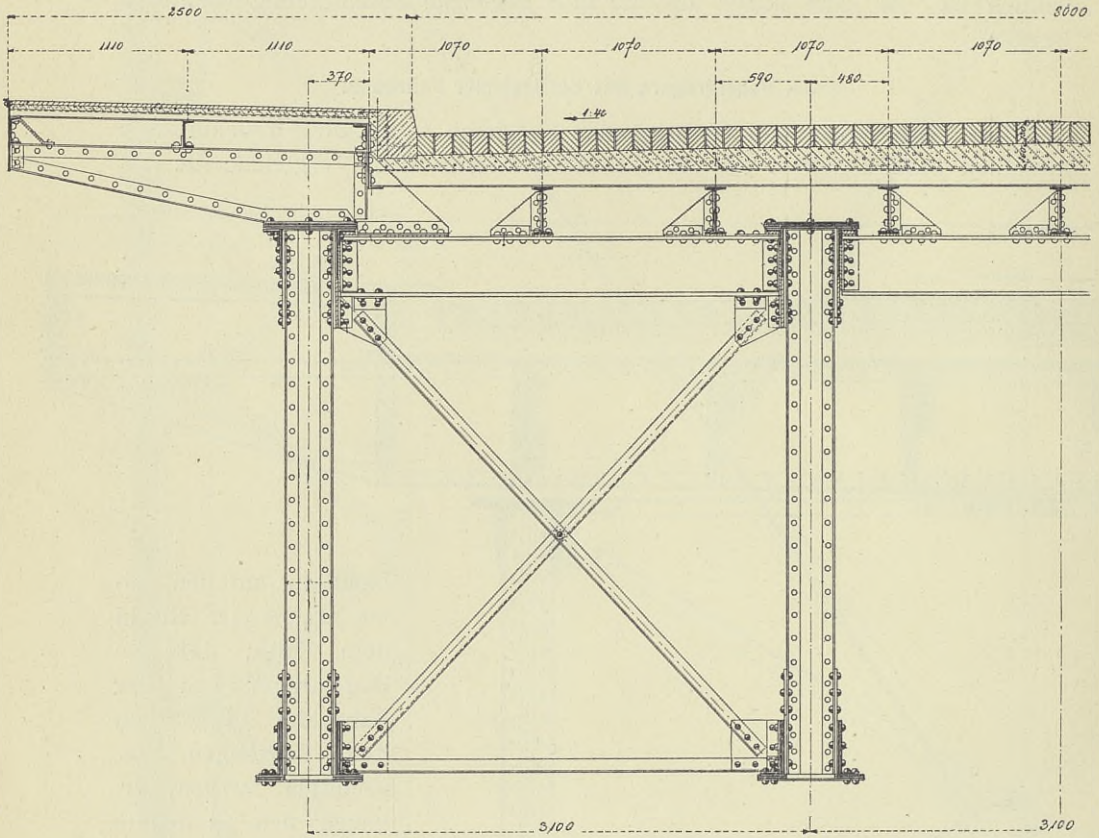


Abb. 737.

Ansicht.

Schnitt a-a.

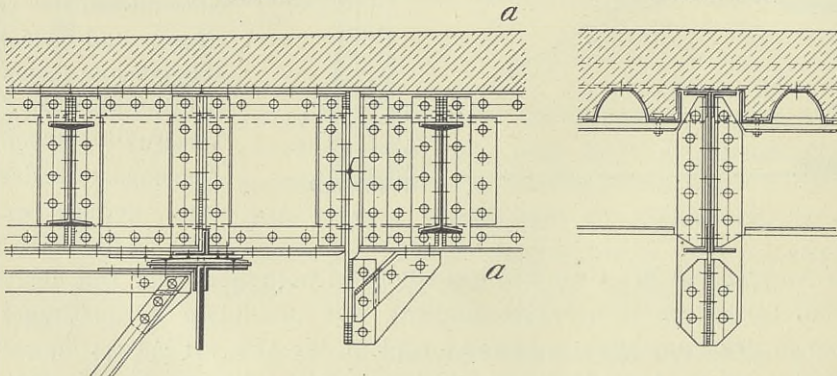


Abb. 738.

werden. Zwei Bleche von 20 mm Stärke, die den Umrißlinien der Gurtquerschnitte entsprechend ausgeschnitten sind und in den Querträger und das Konsol hineingreifen, stoßen über dem Obergurt in der Hauptträgerachse zusammen.

Fahrbahn schon so tief, daß unterhalb des Untergurtes ein gemeinsames, in den Querträger und das Konsol hineingreifendes Blech angeordnet werden kann. Da, wo die Zugkraft des Konsols angreift, ist dies Blech durch Flacheisen 300:10 verstärkt. Im Punkt 1 (Abb. 744) ist der Querträger mittels eines Kugelgelenkes auf dem Bogenträger abgestützt. Alle anderen Einzelheiten der Anschlüsse bedürfen nach den eingehenden Abhandlungen auf den Seiten 279 u. f. keiner weiteren Erläuterung.

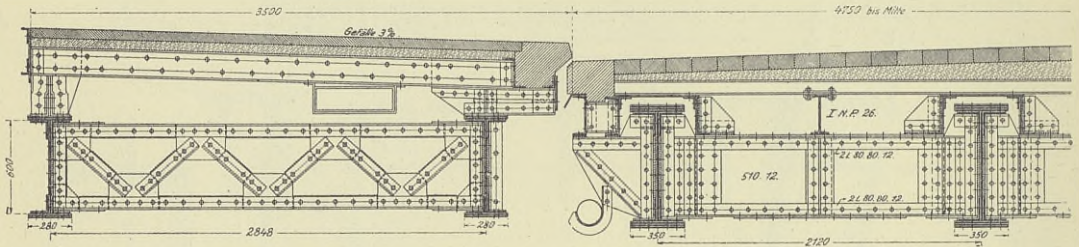


Abb. 739c. Querschnitt in Brückenmitte.

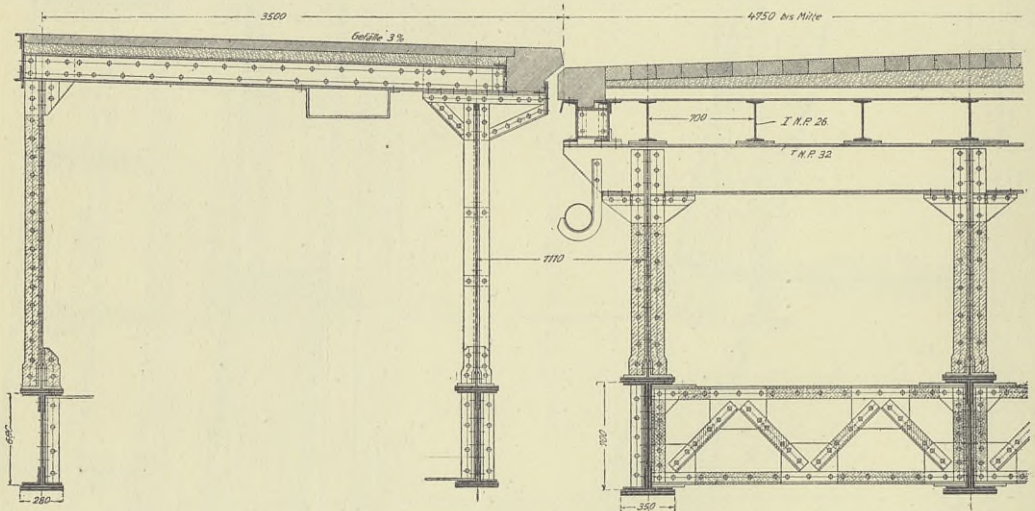


Abb. 739d. Querschnitt.

11. Unterstützung der Fußsteige.

a) Bei hochliegender Fahrbahn.

Sind nur zwei Hauptträger vorhanden, so werden die Fußsteige in der Regel zur Verringerung der Stützweite der Querträger außerhalb der Hauptträger angeordnet und durch Konsole unterstützt (Abb. 735 u. 736). Ist die Fahrbahn auf mehr als zwei Hauptträgern gelagert, so wird man schmalere Fußsteige ebenfalls außerhalb der Hauptträger anordnen und durch Konsole unterstützen (Abb. 737). Die Konsolen dienen den die Decke der Fußsteige tragenden Längsträgern zur Unterstützung. Bei breiteren Fußsteigen empfiehlt sich, namentlich für den Fall, daß die die Fahrbahn stützenden Hauptträger in geringem Abstand voneinander liegen, die Anordnung besonderer Haupt-

Trennung zwischen Fußsteig und Fahrbahn stattgefunden, um die Beeinflussung der Hauptträger des Fußsteiges durch die Hauptträger der Fahrbahn auszuschalten. Bei der in der Abb. 745¹⁾ wiedergegebenen Anordnung ist die Unterstützung des Fußsteiges durch ein Konsol mit der durch einen besonderen Hauptträger vereinigt.

b) Bei tiefliegender Fahrbahn.

Bei tiefliegender Fahrbahn werden in der Regel nur zwei Hauptträger vorgesehen. Nur schmale Fußsteige werden innerhalb der Hauptträger angeordnet, breitere Fußsteige werden außerhalb der Hauptträger durch Konsole unterstützt. Besondere Aufmerksamkeit ist dem Anschluß der Konsolen zu schenken. Die aus dem Moment herrührenden Zugkräfte der Konsolanschlüsse

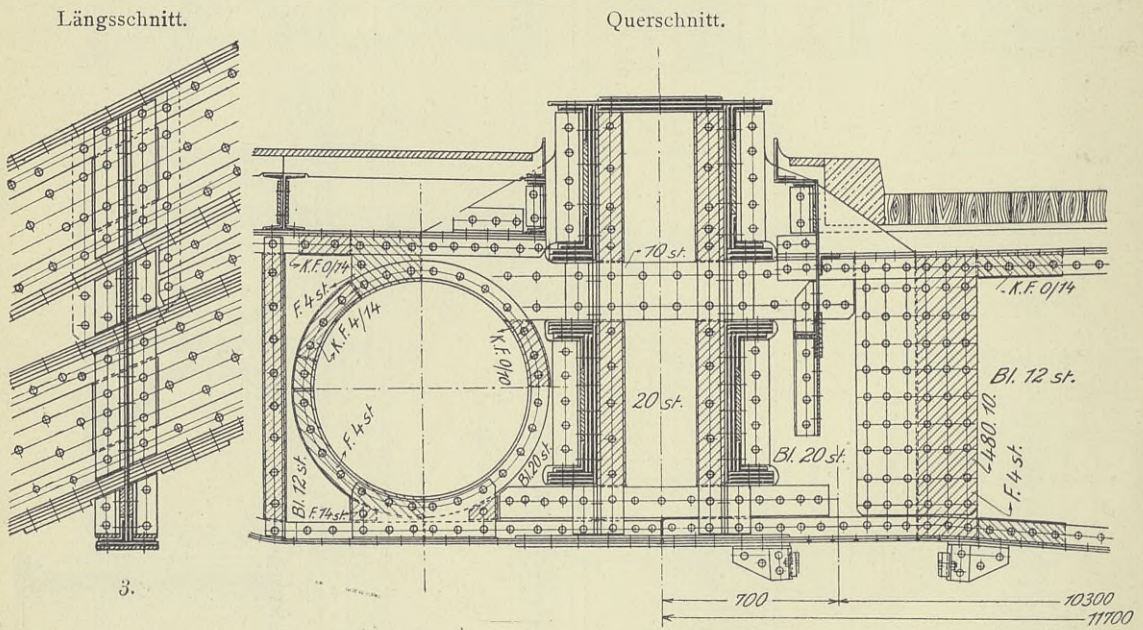


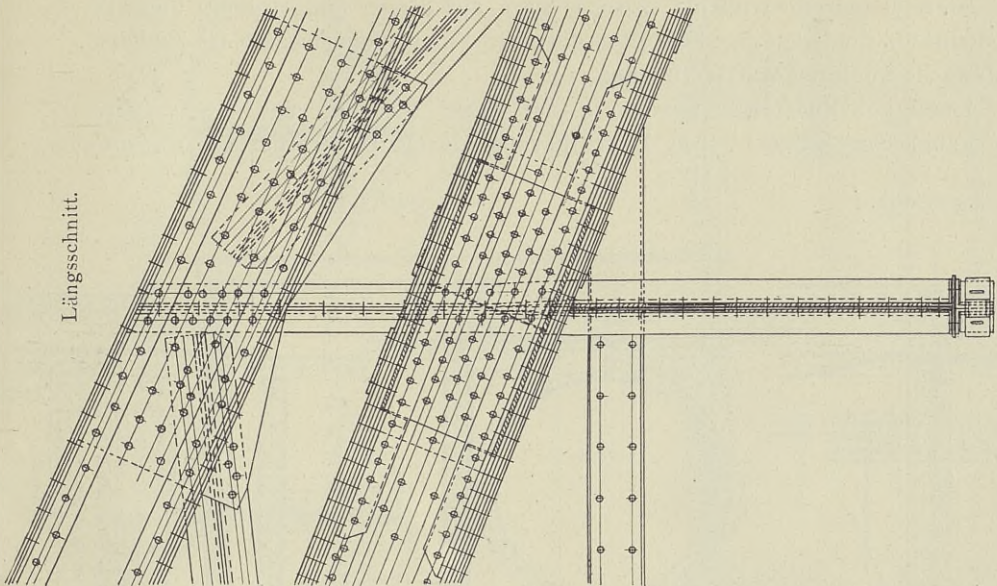
Abb. 742. 3.

müssen durch unmittelbare Verbindung mit den Querträgern in diese geleitet werden, wie bereits bei der Besprechung der Abb. 741 u. 742 betont wurde. Zweckentsprechende Konsolanschlüsse zeigen die Abb. 705, 712, 717 u. 746. Bei dem in der Abb. 705 dargestellten Querschnitt ist das obere Knotenblech des Konsols in den Pfosten hineingeführt und hier mit dem ebenfalls in den Pfosten hineinfassenden Stegblech des Querträgers durch Laschen verbunden. Bei dem in der Abb. 712 veranschaulichten Brückenquerschnitt ist das Konsol oben an einem Blech angeschlossen, das durch den Pfosten und in den Querträger greift. Dasselbe ist bei der in der Abb. 717 wiedergegebenen Anordnung der Fall. Die Abb. 746²⁾ stellt den Querschnitt durch die Fahrbahn eines

1) Brücke im Zuge der Artillerie- und Glogauer Straße in Posen, ausgeführt von Breest u. Co., Berlin.

2) Nordbrücke über die Stromelbe bei Magdeburg, ausgeführt von der Union-Dortmund.

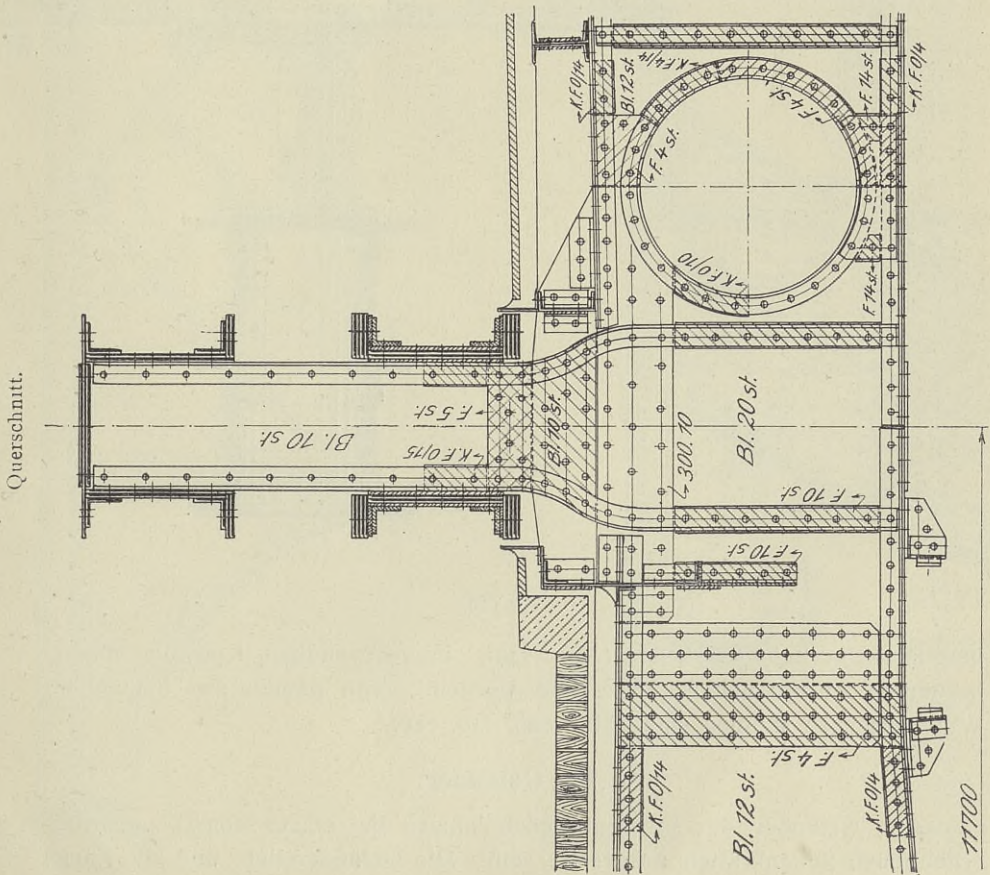
Bogenträgers ohne Zugband mit tief liegender Fahrbahn dar. Das Konsol ist hier an einem Blech angeschlossenen, das durch den Hängestab in den Quer-



Längsschnitt.

27.

Abb. 743.



Querschnitt.

27.

11700

träger hineingreift. Der äußere Fußweglängsträger ist nicht an der Konsolspitze, sondern fast in der Konsolmitte angeschlossen. Die den Belageisen zur Unterstützung dienenden \square -Eisen lagern auf diesen Längsträgern und auf den Fahrbahnrandträgern. Der Untergurt des Fußweglängsträgers ist zugleich Gurtung des unteren Windverbandes

Unter den Fußsteigen werden in der Regel die Gas- und Wasserrohre und Kabel angeordnet. Ihre Durchführung durch fachwerkartige Konsole

Längsschnitt.

Querschnitt.

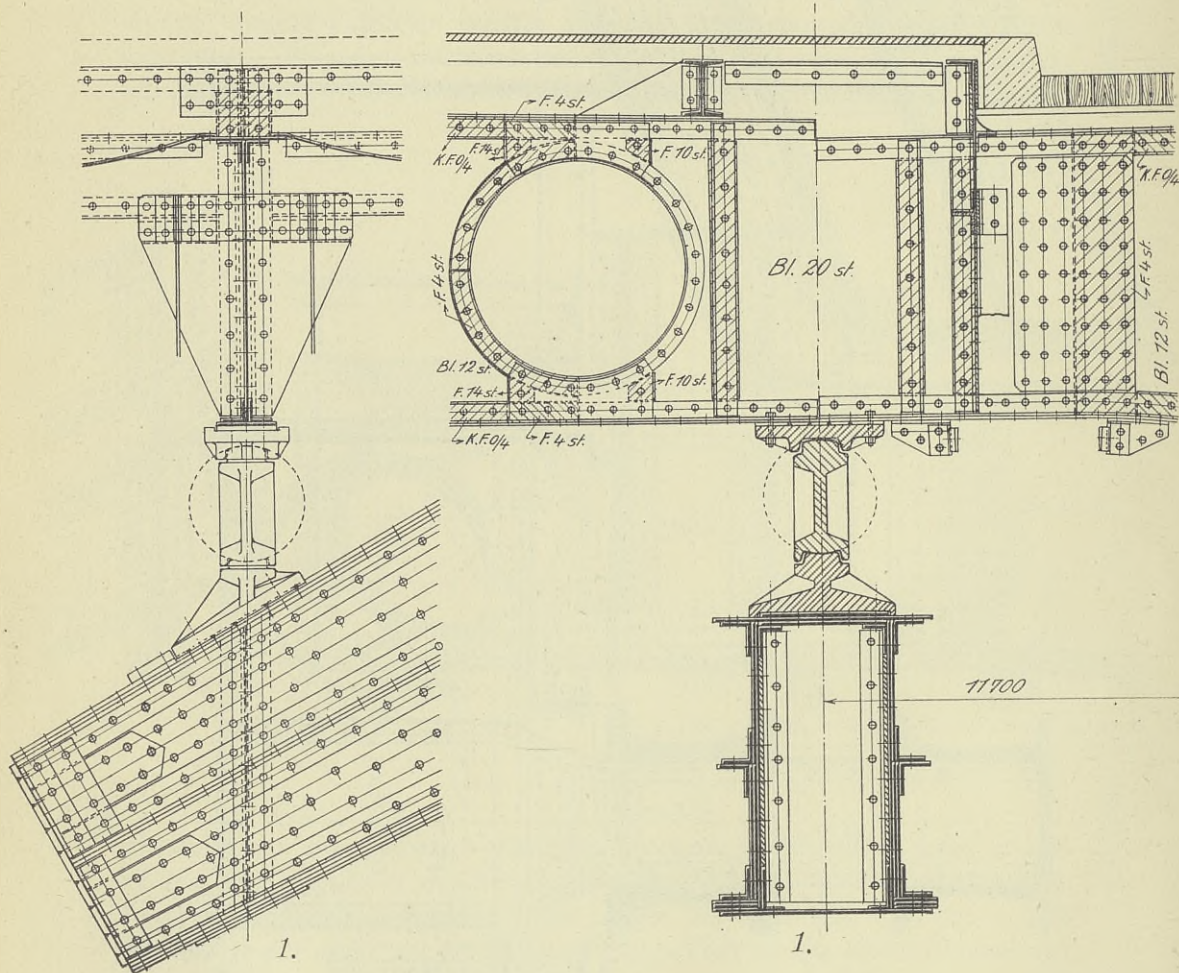


Abb. 744.

bereitet keine Schwierigkeiten (Abb. 746). In vollwandigen Konsolen müssen besondere Aussparungen vorgesehen werden, deren Ränder zweckmäßig mit Winkeleisen zu säumen sind (Abb. 709, 710, 716).

12. Geländer.

Die Geländer der Straßenbrücken können bei einem Menschengedränge erheblichen Seitenkräften ausgesetzt sein. Die Geländerstiele und die Längs-

verbindungen müssen daher genügend stark bemessen und angeschlossen sein. Es ist mit einer am Geländerholm angreifenden Kraft von 100 kg/m zu rechnen. Die Höhe der Geländer über der Oberkante der Fußsteige soll nicht unter 1,10 m betragen.

Auf die architektonische Ausschmückung reichhaltiger Geländer kann in diesem Buche nicht eingegangen werden. Auch mit einfachen Flach-, L- und C-Eisen lassen sich gute Wirkungen erzielen (vergleiche hierzu auch die Geländer der Eisenbahnbrücken auf S. 327 u. f.).

Die Stiele werden jetzt meist aus Walzprofilen, weniger aus gußeisernen Pfosten gebildet, weil die ersteren bedeutend besser angeschlossen werden können. Zum oberen Abschluß des Geländers dient in den meisten Fällen eine oben abgerundete Handleiste. Die tiefer liegenden Längsverbindungen werden aus Flach-, L-, C-Eisen oder Hespeneisen hergestellt.

In der Abb. 747 ist die Ansicht des in der Abb. 710 im Querschnitt wiedergegebenen Geländers veranschaulicht. Die Hauptpfosten, welche aus zwei L 75 · 75 · 10 mit aufgenieteten Flacheisen 40 · 20 bestehen, sind an den im Abstand von 5 m angeordneten Konsolen angeschlossen. Die Art des

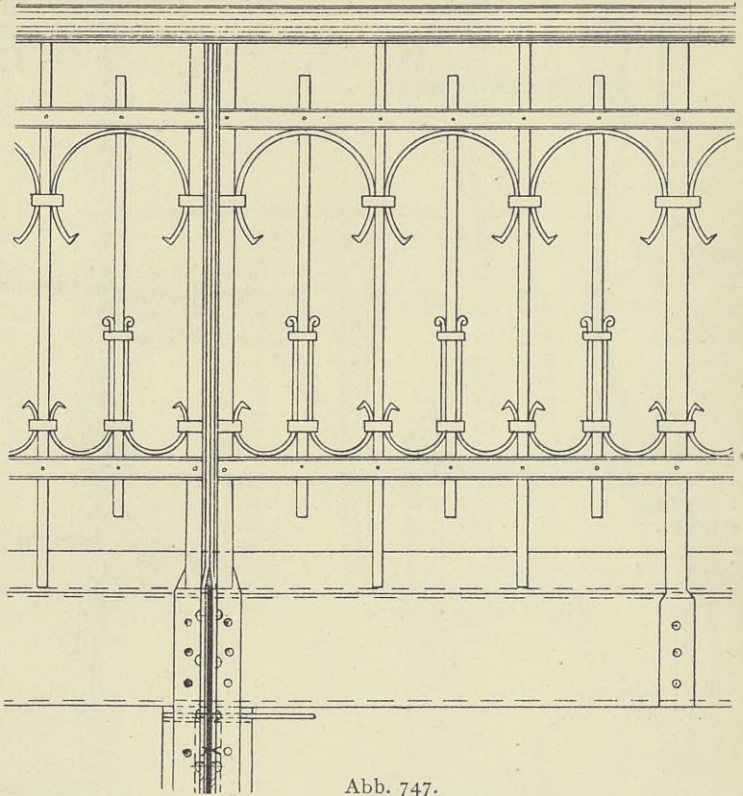


Abb. 747.

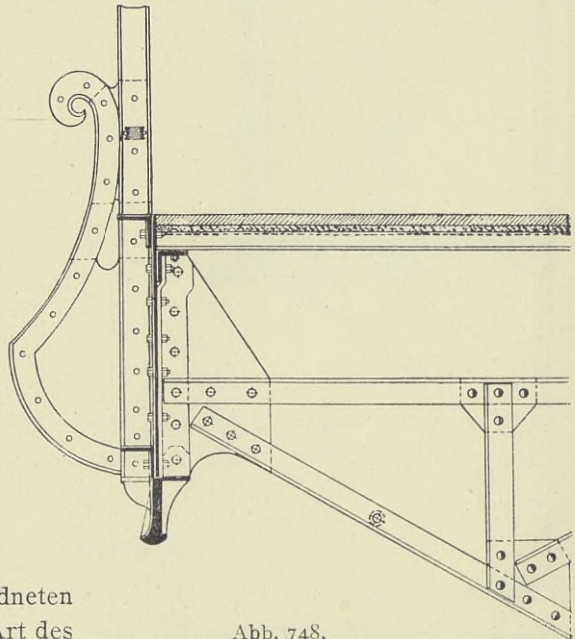


Abb. 748.

übrigen Verzierungen sind Flacheisen 30·10. Die Handleiste wird durch Schrauben, die durch ihren Kopf in die Nebenpfosten greifen, befestigt.

Ein gut aussehender und kräftiger Anschluß eines aus zwei **C**-Eisen bestehenden Hauptstieles ist in Abb. 748 veranschaulicht.

Das in der Abb. 749 wiedergegebene Geländer der neuen Rheinbrücke zwischen Ruhrort und Homberg¹⁾ ist in jeder Beziehung mustergültig. Die aus zwei **C**-Eisen gebildeten Hauptpfosten sind an einem aus dem Konsol hervorragenden Knotenblech sehr kräftig befestigt. Die obere Längsverbinding

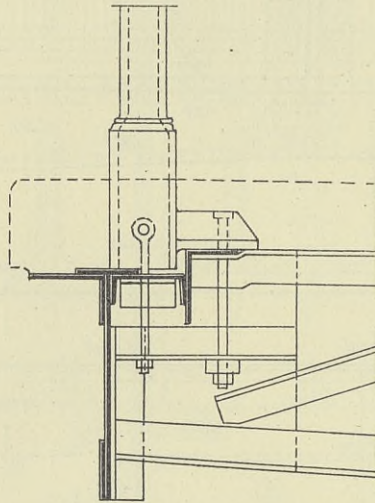


Abb. 750.

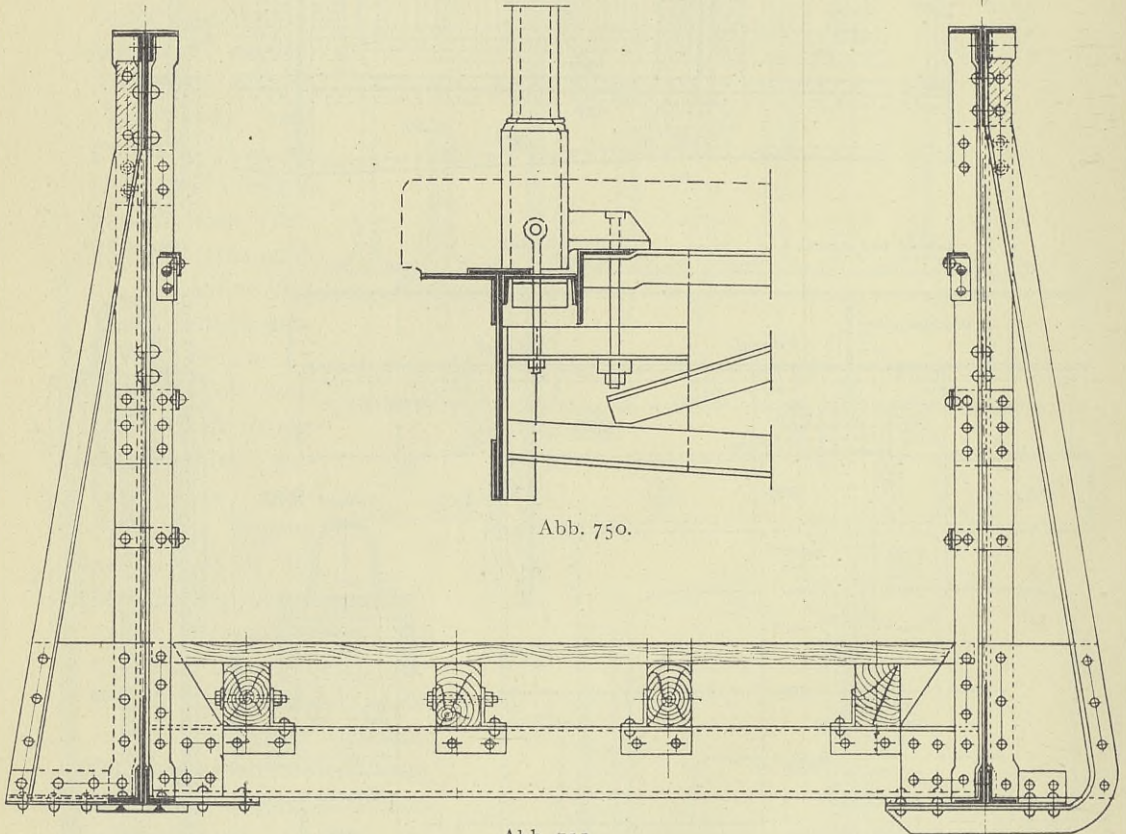


Abb. 751.

besteht aus einem **C**-Eisen und einer aufgenieteten Handleiste. Alle anderen Verbindungen und Verzierungen sind aus **L**- und Flacheisen hergestellt. Die architektonische Wirkung ist überraschend gut.

Die Befestigung eines gußeisernen Pfostens an einem Konsol zeigt die Abb. 750. Die eine der beiden Schrauben faßt mit einer Öse über einen durch den unteren Teil des Pfostens gesteckten Bolzen, die andere hält eine angegossene Rippe nieder.

13. Die Decken der Fußgängerbrücken.

Die Decken der Fußgängerbrücken werden entweder aus Holz oder aus Gußasphalt oder Zementestrich auf Beton mit oder ohne Eiseneinlagen hergestellt.

¹⁾ Ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg und veröffentlicht in einem erweiterten Sonderabdruck aus der Zeitschrift des Vereins deutscher Ingenieure.

In der Abb. 751 ist eine Decke aus Holz dargestellt. Die quer gelegten, 5 cm starken Bohlen liegen auf Längsschwellen, die mittels L-Eisen auf den aus C-Eisen N. P. 18 gebildeten Querträgern befestigt sind. Aus den schon bei der Besprechung der Fußsteige von Straßenbrücken angegebenen Gründen ist die Querlage der Bohlen nicht sehr zu empfehlen. Es ist zweckmäßiger, auf den Querträgern Querschwellen zu befestigen und auf diese die Längsbohlen zu legen. Das Geländer ist unmittelbar am Hauptträger angeschlossen. Eine eisenbewehrte Betondecke, deren oberer Teil in fettem Zementestrich hergestellt und an den Seiten durch einbetonierte Abfallrohre entwässert ist, zeigt die Abb. 752.

Abschnitt X.

Der Windverband und die Querversteifungen.

A. Allgemeines.

Die bisher ausführlich behandelten Teile der eisernen Brücken dienen hauptsächlich nur der Aufnahme solcher Kräfte, die keine wagerechte, senkrecht zur Brückenachse gerichtete Seitenkraft besitzen.

Auch wenn keine äußeren wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte, wie der Winddruck, die Fliehkraft und die Seitenstöße der Fahrzeuge auftreten würden, wäre eine nur aus den Hauptträgern und Fahrbanträgern bestehende Brücke im allgemeinen nicht imstande, ihre Verkehrsbelastung aufzunehmen, weil die gedrückten Gurten, die ohne übermäßigen Materialaufwand auf die ganze Länge nicht knicksicher gemacht werden können, ausknicken würden.

Dieser Umstand und die wagerechten, quer zur Brückenlängsachse wirkenden Kräfte des Windes, der Fliehkraft und der Seitenstöße der Fahrzeuge erfordern die Anordnung von wagerechten Verbänden und Querverbindungen.

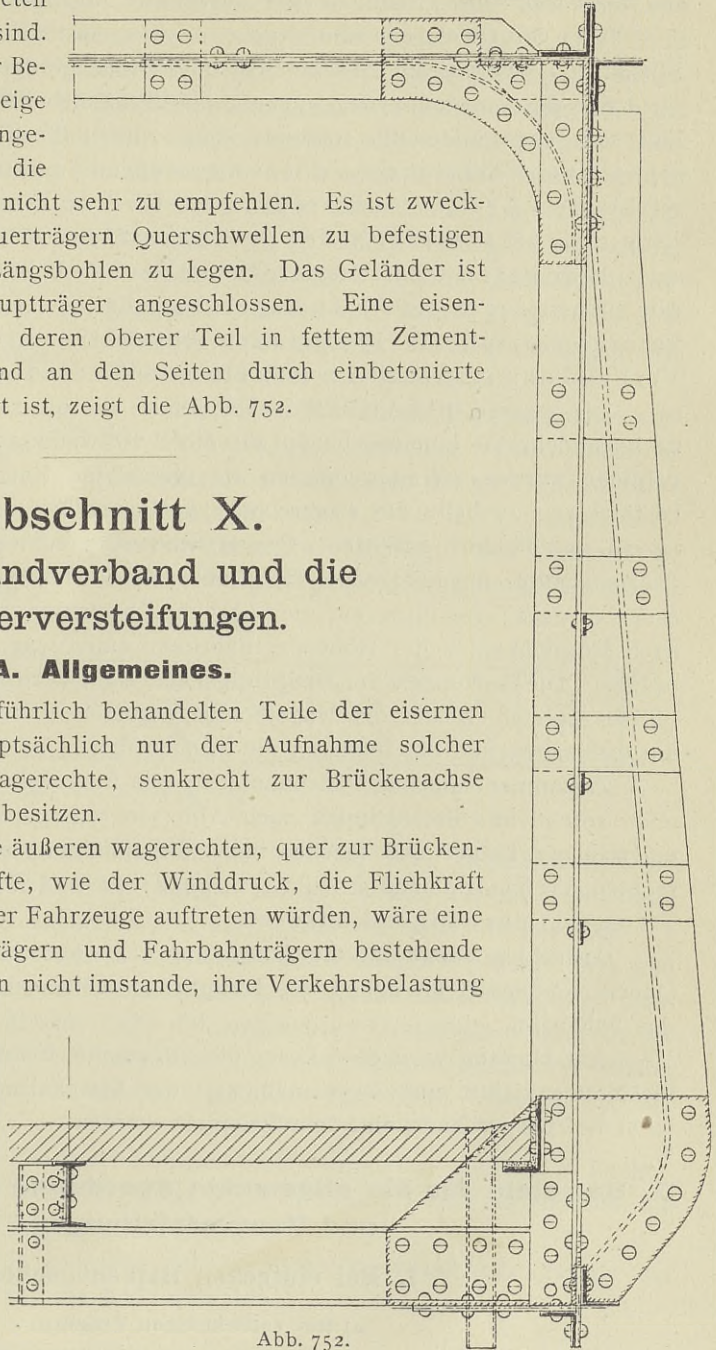


Abb. 752.

Anmerkung: Unter wagerechten Verbänden sollen nicht allein Verbände verstanden werden, die in einer wagerechten Ebene liegen, sondern überhaupt solche, die von einem senkrechten Schnitt in einer wagerechten Linie getroffen werden.

Über die Größe des Winddruckes, der Seitenstöße, der Fahrzeuge und der Fliehkraft ist bereits im Abschnitt VI das Nötige gesagt worden.

Für die Anordnung der wagerechten Verbände und der Querverbindungen läßt sich ganz allgemein folgende Regel aufstellen: Jeder Knotenpunkt eines Fachwerkträgers, der wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräften ausgesetzt ist oder der einer gedrückten Gurtung angehört, ferner jeder Fahrbahnträger muß unmittelbar oder mittelbar gegen einen wagerechten Verband festgelegt werden. Ist der Hauptträger ein Blechträger, so müssen Punkte der oberen und unteren Gurtung in bestimmten Abständen mit dem wagerechten Verband unmittelbar oder mittelbar in Verbindung gebracht werden.

Die wagerechten Verbände sind genau wie die senkrechten Hauptträger zu behandeln, sie können ebenso wie diese vollwandig und fachwerkartig ausgebildet werden. Weiter müssen sie gleich den Hauptträgern durch Lager gestützt sein, welche die wagerechten Auflagerkräfte einwandfrei den Widerlagern und Pfeilern zuführen. Die größten wagerechten Kräfte werden durch die Seitenstöße der Fahrzeuge, die Fliehkraft und den Winddruck auf die Fahrzeuge erzeugt. Da diese auf die Fahrbahn übertragen werden, ist es angezeigt, nach Möglichkeit in der Höhe der Fahrbahn einen wagerechten Verband anzuordnen. Die Gurtungen der Hauptträger und die Querträger sind in den meisten Fällen zugleich Glieder des wagerechten Verbandes, und zwar bilden die ersten die Gurtungen und die letzteren die Pfosten dieses Verbandes.

Zusammenhängende Fahrbahntafeln aus Buckelplatten und Flachblechen, auch solche aus Betonkappen nach Abb. 710 wirken wie wagerecht liegende vollwandige Träger und machen meist die Einfügung eines besonderen wagerechten Verbandes unnötig. Fahrbahntafeln aus Zoreseisen sind nicht als zusammenhängend anzusehen.

Ausschlaggebend für die Anordnung der wagerechten Verbände und der Querverbindungen ist neben der Hauptträgerausbildung namentlich die Lage der Fahrbahn.

Am klarsten wird dem Leser die allgemeine Beurteilung der Frage über die Notwendigkeit und Zweckmäßigkeit der Einschaltung von Windverbänden wohl bei Besprechung einzelner Beispiele werden.

B. Beispiele für die allgemeine Anordnung der Windverbände und Querversteifungen.

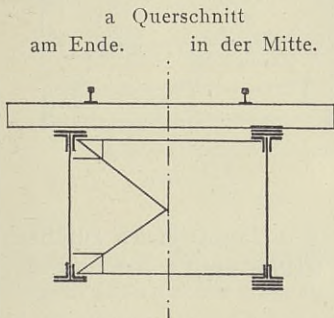
1. Bei einfachen Balkenbrücken.

a) Bei vollwandigen Trägern.

α) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, liegen z. B. die Querschwellen unmittelbar auf den Hauptträgern, so sind zwei Anordnungen möglich:

1. Sowohl in der Ebene des Obergurtes, als auch des Untergurtes wird je ein wagerechter Verband vorgesehen, und zwar unter Benutzung der Gurtungen der Hauptträger als Gurtungen der Windverbände. Pfosten V und Diagonalen D (Abb. 753 b) bilden die Füllungsglieder dieser Träger. Der untere Windverband stützt sich unmittelbar gegen die Hauptträgerlager, die so gestaltet sein müssen, daß sie die Windkräfte aufnehmen können, aber auch die Lagerung des Windverbandes nicht vielfach statisch unbestimmt machen. Hier- von ist später die Rede. Um die Kräfte des oberen Windverbandes zu den Lagern zu führen, müssen zwei die Hauptträger verbindende Querversteifungen über den Lagern eingefügt werden (Abb. 753 a). Diese werden oft vollwandig ausgebildet, meistens aber aus einem oberen und unteren Querriegel, zwei Diagonalen und zwei Pfosten hergestellt. Die Pfosten sind zugleich die Aussteifungen der Blechwände über den Auflagern.



2. Nur in der Ebene des Obergurtes wird ein Windverband vorgesehen. Die Punkte des Untergurtes werden gegen diesen Verband durch in Abständen von 1,5 bis 2,5 m angeordnete Querversteifungen festgelegt. Die letzteren erfordern nur geringe Abmessungen, da sie einzeln

b Grundriß.

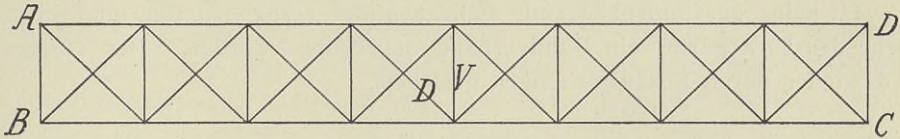


Abb. 753.

lediglich den auf die untere Trägerhälfte und ein Feld entfallenden Wind aufzunehmen haben. Die Endversteifungen müssen ebenso wie im ersten Falle für die Übertragung der Auflagerkräfte des oberen Verbandes aufkommen.

Nur einen Windverband in der Ebene des Untergurtes anzuordnen und den Obergurt durch senkrechte Versteifungen an diesem anzuschließen, ist nicht zu empfehlen, weil in diesem Falle die senkrechten Zusatzbelastungen für die Hauptträger größer ausfallen und die Querverbindungen bedeutend stärker gehalten werden müssen, als bei der Lage des wagerechten Verbandes in der Ebene des Obergurtes.

Ist eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, liegen z. B. Buckelplatten unmittelbar auf den Hauptträgern, so übernimmt die Fahrbahntafel die Aufgabe des oberen Windverbandes.

Über die Verbände zwischen den Fahrbahn längsträgern ist bereits auf den Seiten 276, 277 u. 291 die Rede gewesen.

β) Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern.

Die Höhe der Fahrzeuge verbietet bei den Höhen, bis zu denen vollwandige Hauptträger ausgeführt werden, die Herstellung eines oberen wagerechten Verbandes.

Für den Fall, daß eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden ist (Abb. 754 u. 755), ist die Anordnung eines besonderen wagerechten Verbandes überflüssig. Bei der Ausbildung nach Abb. 754 kann die Fahrbahntafel als Blechwand und die beiderseitigen Hauptträger als die Gurtungen eines vollwandigen Trägers angesehen werden. Sind seitliche, die Bettung gegen die Hauptträger abschließende Bleche vorgesehen (Abb. 755), so bilden die äußeren Längsträger die Gurtungen. Die oberen Gurtungen der Hauptträger sind durch die Eckaussteifungen gegen die Querträger festgelegt, welche die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte der oberen Gurtungen als wagerechte

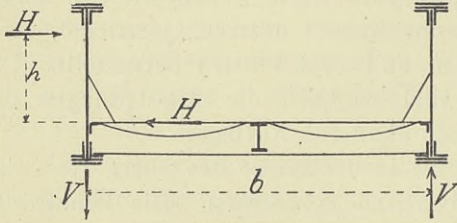


Abb. 754.

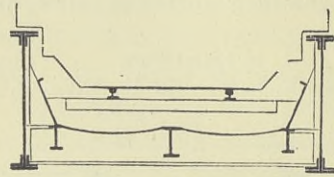


Abb. 755.

Kräfte der Fahrbahntafel und als senkrechte Kräfte den Hauptträgern zuführen (vergleiche Abb. 754). Die Größe der senkrechten Kräfte ergibt sich aus der Beziehung $H \cdot h = V \cdot b$.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, so muß in der Ebene des Untergurtes ein Windverband angeordnet werden. Der Obergurt wird wieder durch Eckaussteifungen gesichert.

b) Bei Fachwerkträgern.

α) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden (Abb. 756), so gelten in Bezug auf die Anordnung der Windverbände und Querversteifungen dieselben Regeln wie bei den vollwandigen Hauptträgern mit unmittelbarer Auflagerung der Querschwellen. Nur können hier besondere Pfosten (V in Abb. 753b) in dem Falle erspart werden, daß die Querträger entsprechend an dem Verband angeschlossen sind. Dieser Fall liegt bei beweglicher Auflagerung (nach Abb. 638 auf S. 293) der Querträger nicht vor.

Ist eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, (Abb. 757), so kann diese die Aufgabe eines oberen Windverbandes auch in dem Falle übernehmen, daß die Querträger in der Längsrichtung der Hauptträger beweglich gelagert sind. Es muß nur dafür gesorgt werden, daß die Obergurte der Hauptträger in beiden Richtungen senkrecht zur Brückenachse gegen die Querträger festgelegt und so an dem wagerechten Verband angeschlossen werden.

β) Halbversenkte Fahrbahn.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden und liegen die Querträger mit ihren oberen Flanschen unmittelbar unter den Obergurten der Hauptträger und die Längsträger auf den Querträgern (Abb. 758), so kann ein

oberer Windverband derart eingefügt werden, daß die Streben an Knotenblechen, die zwischen den Unterkanten der Obergurte und den oberen Flanschen der Querträger vernietet werden, ihren Anschluß finden. Die Obergurte der Haupt-

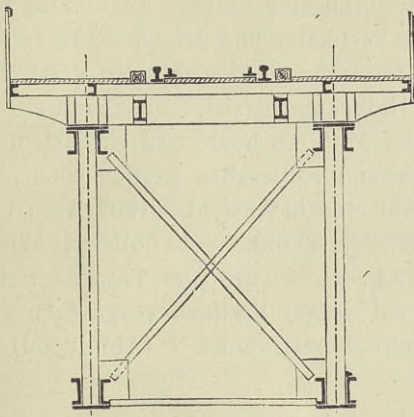


Abb. 756.

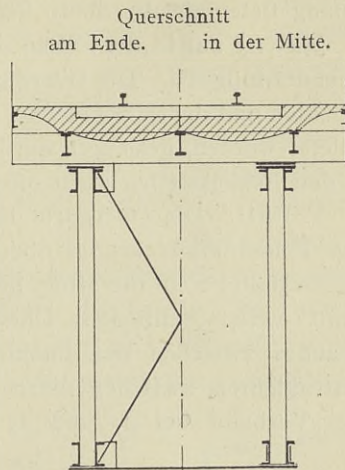


Abb. 757.

träger bilden die Gurtungen und die Querträger die Pfosten dieses Verbandes. Liegen dagegen die Längsträger bei dieser Anordnung der Querträger zwischen diesen (Abb. 759), oder liegen die Querträger tiefer als bei dem in Abb. 758 dargestellten Querschnitt, so verbietet sich aus dieser Lage die Anordnung eines oberen wagerechten Verbandes, wenigstens wenn man keine besonderen Windverbandgurtungen herstellen will. Bei tieferer Lage der Fahrbahn werden die Obergurte der Hauptträger durch Eckaussteifungen gegen die Querträger abgesteift, welche ihrerseits durch Querversteifungen im Dreieckverband gegen den in der Ebene der Untergurtungen der Hauptträger anzuordnenden Windverband festgelegt werden.

Ist eine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, besteht sie beispielsweise aus Buckelplatten wie bei der in Abb. 643 auf S. 295 dargestellten An-

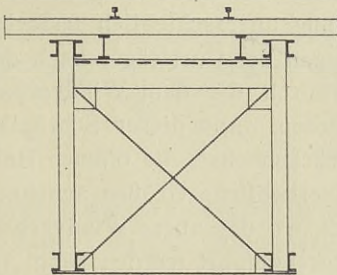


Abb. 758.

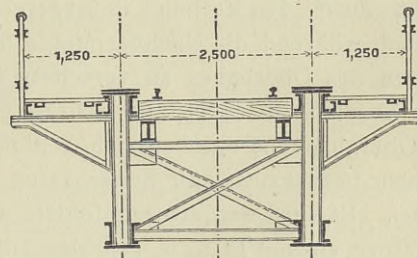


Abb. 759.

ordnung, so kann diese die Aufgabe eines Windverbandes erfüllen, und es könnte der dort vorgesehene untere wagerechte Verband fortfallen, da der Untergurt ebenso wie der Obergurt durch Eckbleche gegen die steife Fahrbahntafel festgelegt ist.

γ) Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern.

1. Fall. Die Obergurte der Hauptträger liegen in ihrer ganzen Ausdehnung tiefer als die obere Begrenzungslinie des Durchfahrtprofils.

Hier ist nur in der Ebene der Untergurtungen die Anordnung eines Windverbandes möglich. Die Obergurte müssen durch eine kräftige Ausbildung der Vertikalen und durch Eckbleche, die mit den Vertikalen und den Querträgern fest vernietet werden, gesichert werden. Die Querträger bilden mit den Vertikalen und den Eckaussteifen oben offene, steife Halbrahmen (siehe Abb. 2 auf Seite 1).

2. Fall. Die Obergurte liegen in der Mitte so hoch, daß ein sich über einige Felder erstreckender oberer Windverband vorgesehen werden kann.

Gestattet z. B. die Höhe des in der Abb. 760 in Ansicht, Grundrissen und Schnitt veranschaulichten Überbaues die Anordnung eines oberen Windverbandes zwischen den Punkten A_1 und A_2 , so wird in der Tat von vielen Konstrukteuren zwischen diesen Punkten ein oberer Verband vorgesehen und dieser Verband bei A_1 und A_2 durch steife Portalrahmen P (Abb. 760d) an

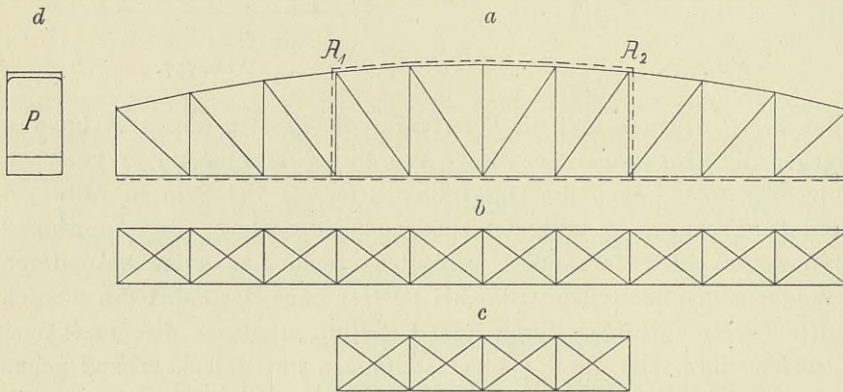


Abb. 760.

dem unteren Windverband angeschlossen. Gegen die Anordnung eines sich nur über einen Teil der Obergurte erstreckenden Windverbandes läßt sich aber der schwerwiegende Umstand ins Feld führen, daß einzelne Obergurtknotenpunkte durch den Verband in wagerechter Richtung unverschieblich festgelegt werden, während die Nachbarpunkte bei Belastungen der Querträger nach dem Inneren des Überbaues zu verschoben und hierdurch die dem Windverband benachbarten Obergurtstäbe schräg gestellt werden. Aus dieser Schräglage der Obergurtstäbe ergeben sich, senkrecht zur Brückenachse, die offenen Halbrahmen beanspruchende Seitenkräfte, die recht erhebliche Größen annehmen können. Es wird deshalb empfohlen, überall dort, wo der obere Windverband nur über einen kleinen Teil des Überbaues durchgeführt werden kann, von der Anordnung eines oberen Verbandes, überhaupt jeder oberen Verbindung Abstand zu nehmen und den Obergurt durch steife Halbrahmen zu sichern. Kann jedoch der obere Verband über den größten Teil der Obergurte durchgeführt werden, so wird man ihn in dem Falle anordnen, daß die Höhe der Querträger eine sehr steife Ausbildung der außerhalb des oberen Verbandes liegenden offenen Halbrahmen gestattet.

3. Fall. Die Trägerhöhe gestattet die Anordnung eines vollständigen oberen und unteren Windverbandes.

Der obere Windverband findet seine Lagerung an zwei Endportalen, welche die Kräfte an die Auflager abgeben (Abb. 761). Bei der Ausbildung

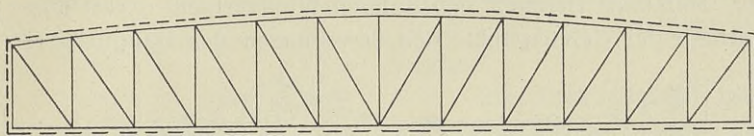


Abb. 761.

der Hauptträger nach Abb. 762 werden diese Endportale meist in die Ebenen der Endschrägen gelegt. Sie können aber auch in den Ebenen der ersten Pfosten V_1 angeordnet werden, stören aber den geschlossenen Eindruck der Brücke, weil die Endschrägen gewissermaßen aus dem Verband ausgeschaltet sind. Bei großen Brücken entstehen in den Endschrägen (Abb. 762) durch die senkrechten Lasten bereits

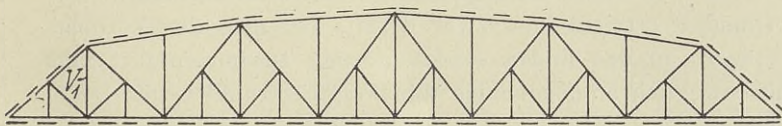


Abb. 762.

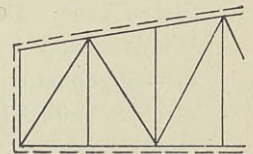


Abb. 763.

derartige Kräfte, daß es erwünscht ist, sie von den Windkräften zu entlasten. Man ordnet dann besondere Endvertikalen an, die durch die senkrechten Lasten keine Beanspruchungen erfahren und in deren Ebene das Endportal gelegt wird (Abb. 763). Die Endportale werden nach Möglichkeit als geschlossene steife Rahmen, von deren Einzelausbildung später die Rede ist, ausgeführt.

2. Bei Trägern auf mehreren Stützen ohne Gelenke.

Man muß bei diesen Trägern danach streben, die Stützweite der Windverbände auf die der Hauptträger zu beschränken, d. h. alle Lager eines Hauptträgers zur Aufnahme der Windkräfte heranzuziehen. Im übrigen gelten sinngemäß alle beim einfachen Balken gegebenen Regeln. Liegt beispielsweise

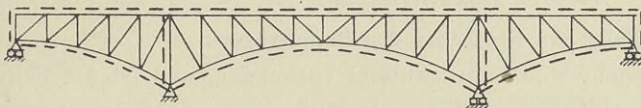


Abb. 764.

bei dem in Abb. 764 dargestellten Überbau die Fahrbahn über den Hauptträgern, so wird man einen oberen und unteren Windverband

anordnen und den ersten über den vier Auflagern durch Querverbindungen gegen die Lager festlegen. Liegt ein Überbau von der umgekehrten Trägerform vor, so wird sich auch das Bild für die Windverbände umkehren, falls die Höhe der Träger durchweg die Anordnung eines oberen Windverbandes gestattet. Die vier Querverbindungen werden in diesem Falle durch steife Portale hergestellt.

3. Bei Gerberträgern.

Die Anordnung der Windverbände bietet auch bei dieser Trägerart keine Schwierigkeiten. Man hat nur darauf zu achten, daß die beabsichtigte Wirkung

der in die Hauptträger eingeschalteten Gelenke nicht aufgehoben wird. Wollte man z. B. bei dem in der Abb. 765 wiedergegebenen Überbau, dessen Hauptträger in ihren oberen Gurtungen je zwei feste Gelenke erhalten haben, einen durchgehenden unteren Windverband vorsehen, so würde man die Gelenkwirkung vernichten. Man muß vielmehr den unteren Windverband derart ausbilden, daß er unterhalb der Gelenkpunkte den Bewegungen des Hauptträgers

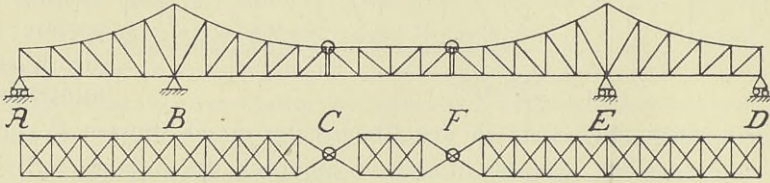


Abb. 765.

folgen kann. Dies wird z. B. durch Einschaltung beweglicher Gelenke in den Windverband bei C und F erreicht, und zwar derart, daß man den Verband des eingehängten Trägers an den Enden schnabelförmig zusammenführt und diese Schnäbel längsbeweglich an den beiden Windkragträgern ABC und DEF lagert.

Anders liegt der Fall bei der in Abb. 766 dargestellten Anordnung eines Gerberträgers. Hier kann in der von den Obergurten der Kragträger und den

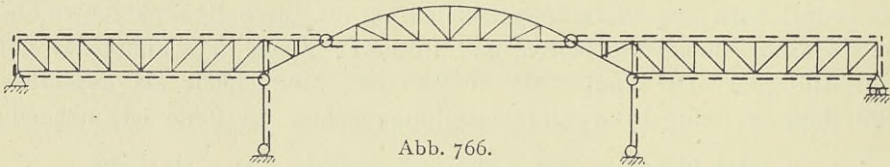


Abb. 766.

Untergurten des eingehängten Trägers gebildeten Ebene ein durchgehender Windverband vorgesehen werden, sofern nur dafür gesorgt wird, daß die Mittelpunkte der Gelenke genau in dieser Ebene liegen. Die Windverbände und die Querverbindungen sind durch gestrichelte Linien angedeutet.

4. Bei Bogenträgern.

a) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Ist keine zusammenhängende Fahrbahntafel vorhanden, und ist die Fahrbahn auf Pfosten wie in Abb. 767 gestützt, so muß diese einen besonderen wagerechten Verband erhalten, dessen Gurtungen von den sogenannten Streckgurten G (vergl. die Abhandlung auf S. 304 u. f.) gebildet werden und

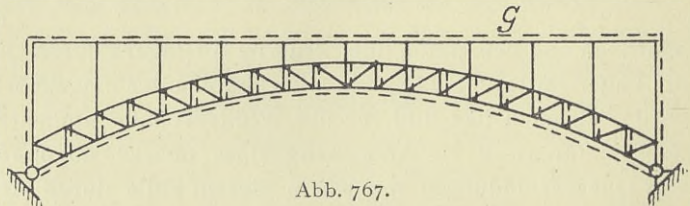
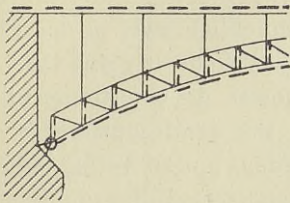


Abb. 767.

dessen Pfosten die Querträger bei geeigneter Lagerung sein können. In der Regel werden die Kräfte des Fahrbahnwindverbandes in den Ebenen der Endpfosten durch Querversteifungen im Dreieckverband zu den Bogenlagern ge-

führt; es können aber auch besondere Windlager in der Verlängerung des Fahrbahnwindverbandes auf den Widerlagern geschaffen werden (Abb. 768). Die Bogen erhalten im Ober- oder Untergurt einen Windverband, an dem die Knotenpunkte der anderen Gurtung durch Querversteifungen angeschlossen werden. Damit sind alle Knotenpunkte und die Fahrbahn gegen wagerechte, quer zur Brückenachse wirkende Kräfte gesichert.



Grundriß.

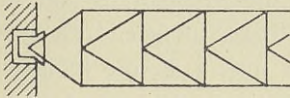


Abb. 768.

Eine Fahrbahntafel aus Buckelplatten oder Flachblechen macht auch hier einen besonderen Fahrbahnwindverband überflüssig.

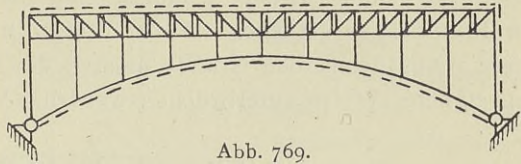


Abb. 769.

Bei dem in Abb. 665 auf S. 308 dargestellten Überbau ist die Anordnung eines Windverbandes für die Bogen dadurch erspart worden, daß diese durch Steifrahmen an der zusammenhängenden Fahrbahntafel angeschlossen sind.

Beim Bogenzwickelträger mit zwei Gelenken (Abb. 398 auf S. 170) werden die wagerechten, quer zur Brücke gerichteten Kräfte ganz ähnlich wie beim einfachen Balken mit oberliegender Fahrbahn aufgenommen.

Der versteifte Stabbogen wird den allgemeinen Regeln entsprechend, z. B. mit den in der Abb. 769 gestrichelt angedeuteten wagerechten Verbänden und Querverbindungen versehen.

Gelenke in Bogenträgern erfordern dieselbe Berücksichtigung wie beim Gerberträger.

Z. B. bedingt der in Abb. 770 veranschaulichte Bogenzwickelträger mit drei Gelenken die Unterbrechung des oberen Windverbandes über dem Scheitelgelenk. Jede dieser beiden Windverbandhälften stützt sich auf eine über dem Bogenlager und unmittelbar neben dem Gelenk hergestellte Querversteifung. Der untere Windverband geht durch die Ebene der Scheitelgelenke und kann deshalb ununterbrochen durchgeführt werden.

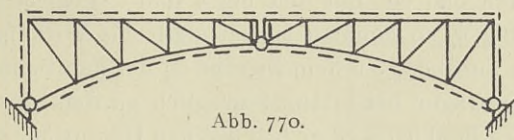


Abb. 770.

b) Bei Bogenträgern mit tiefliegender Fahrbahn.

a) Bei Bogenträgern ohne Zugband.

Die Fahrbahn ist hier in der Regel so angeordnet, daß sie den Bogen an zwei Stellen durchschneidet, d. h. also außerhalb der Durchschneidungspunkte über dem Bogen und innerhalb dieser unter dem Bogen liegt. Der Windverband der Fahrbahn muß besondere Gurtungen erhalten, weil keine, noch anderen Zwecken dienenden Glieder hierfür zur Verfügung stehen.

Im übrigen sind verschiedene, auch wohl gleichwertige Anordnungen der Windverbände möglich, von denen drei an den folgenden Beispielen erläutert werden sollen.

1. Bogensichelträger (Abb. 771). Eisenbahnbrücke. Im ganzen sind sechs verschiedene Windverbände vorhanden, ein oberer, die Obergurte sichernder Verband I, an dem die Untergurte durch Querversteifungen angeschlossen sind, drei Fahrbahnwindverbände II, III l und III r und schließlich zwei in der Ebene der Bogenuntergurte unter der Fahrbahn liegende Verbände IV l und IV r . Die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes II, dessen Pfosten die Querträger bilden, dürfen auf keinen Fall an beiden Punkten a und b mit den Hauptträgern oder den dort liegenden Querträgern fest verbunden werden, um zu verhindern, daß sie als Zugbänder wirken, wodurch eine weitere statische Unbestimmtheit in den Hauptträger gelangen würde. Vergl. hierzu die Abhandlung auf S. 321 u. 322. Aus demselben Grunde müssen die Längsträger an irgend einer Stelle in geeigneter Weise unterbrochen werden. Würde man z. B. die Längsträger

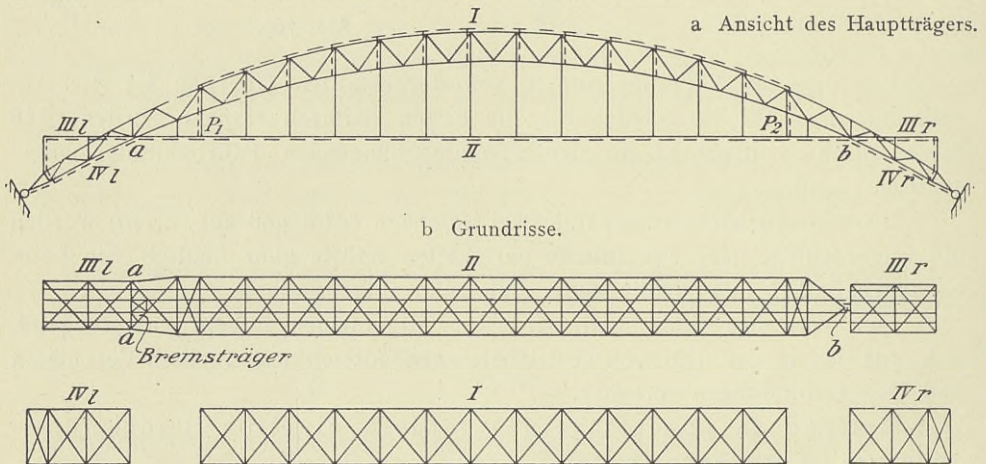


Abb. 771.

ohne jede Unterbrechung durchführen und sie mit den bei a und b liegenden Querträgern in feste Verbindung bringen, so könnten sie ebenfalls die Wirkung von Zugbändern auf die Hauptträger ausüben. Zu dem Zwecke ist der Fahrbahnwindverband II ebenso wie die Längsträger bei b längsbeweglich an dem dort liegenden Querträger gelagert. In den Punkten a ist er fest mit den Hauptträgern verbunden. Hier ist auch der Bremsträger angeordnet, durch den die Längskräfte den Hauptträgern zugeführt werden. Im Punkte a stützen sich die zwei Fahrbahnwindverbände II und III l gegen den als Konsolträger wirkenden Windverband IV l , ebenso im Punkte b II und III r gegen IV r . An der freien Seite ist III l durch eine Querversteifung mit IV l , ebenso III r mit IV r in Verbindung gebracht. Der obere Windverband I kann nicht durchgeführt werden, sondern muß durch die Portale P_1 und P_2 an dem unteren Windverband II angeschlossen werden.

Man könnte auch die beiden Verbände IV l und IV r über a und b hinaus bis zu den Punkten P_1 und P_2 vorkragen und den Verband II bei P_1 mittels eines festen Gelenkes und bei P_2 mittels eines längsbeweglichen Gelenkes lagern.

Bei der in der Abb. 771 dargestellten Anordnung des Fahrbahnwindverbandes und der Lagerung der Längsträger finden bei Wärmeschwankungen recht erhebliche Bewegungen des Windverbandes und der Fahrbahnträger bei *b* statt. Es empfiehlt sich daher sehr, die in der Nähe von *b* gelegenen kurzen Hängestangen gelenkig an den Hauptträgern anzuschließen. (Vergl. die Abhandlung auf S. 322.)

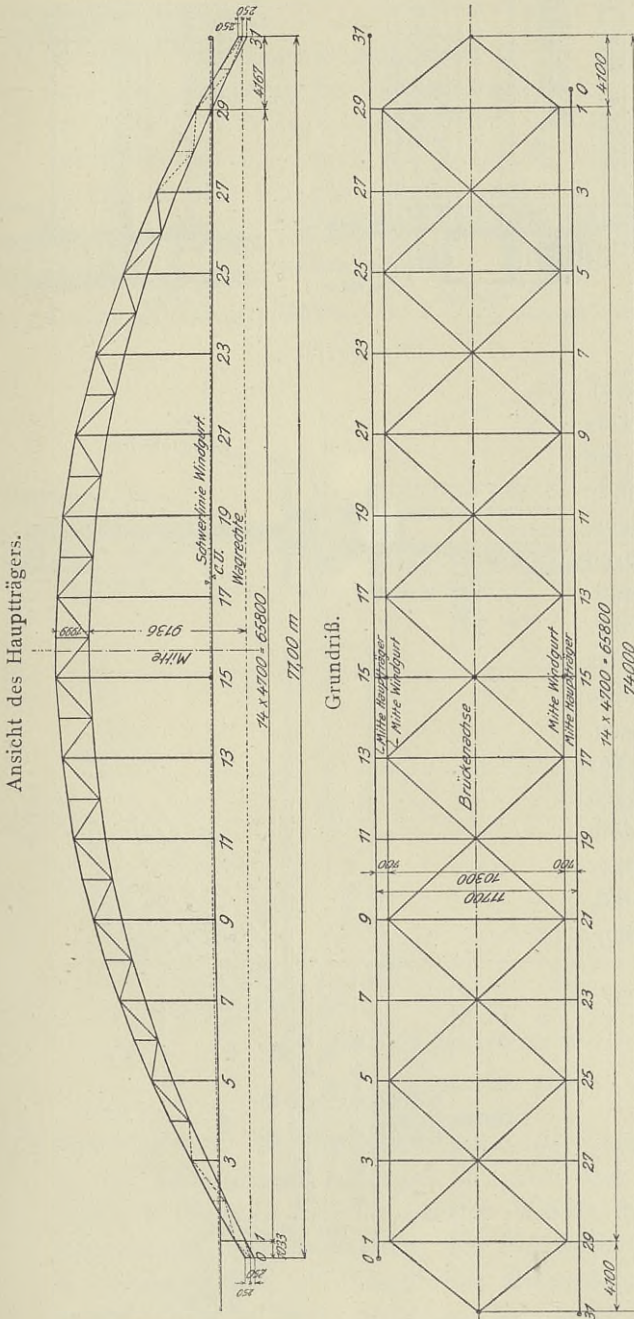


Abb. 772.

erhebliche Bewegungen des Windverbandes und der Fahrbahnträger bei *b* statt. Es empfiehlt sich daher sehr, die in der Nähe von *b* gelegenen kurzen Hängestangen gelenkig an den Hauptträgern anzuschließen. (Vergl. die Abhandlung auf S. 322.)

2. Bogensichelträger (Abb. 772). Straßenbrücke.¹⁾ Hier ist nur ein einziger Windverband vorhanden, der unter der Fahrbahn liegt, waagrecht von Widerlager zu Widerlager durchgeht und hier gelagert ist. Die Bogenträger sind durch steife Halbrahmen, die sich gegen den unteren Verband stützen, gesichert. Der Windverband ist nur am Querträger 15 fest vernietet, im übrigen kann er sich gegen die Fahrbahnträger frei bewegen. Zu diesem Zwecke sind die Windverbandgurte an den Punkten 1, 3, 5, 7 usw. mittels Flacheisen und Konsolen gelenkig an den Enden der Querträger (Abb. 773b, vergl. auch die Abb. 742) und die Kreuzungspunkte der Diagonalen in ähnlicher Weise an den Mitten der

Querträger (Abb 774) aufgehängt. Die Querträger geben die auf sie in der

¹⁾ Röntgen-Brücke in Charlottenburg. Ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

Querrichtung der Brücke wirkenden Kräfte in Kontaktpunkten (Abb. 773a) an den Windverband ab. Der doppelte Diagonalenzug ist für sich nicht stabil, er wird aber durch die dazwischen gespannten Querträger, deren Kontaktpunkte nach beiden Richtungen wirken (Abb. 773a), zu einem starren Gebilde. Das Fahrbahnträgergerippe und die aus Buckelplatten bestehende Fahrbahnplatte sind am Querträger 15 unterbrochen. Die durch Wärmeschwankungen hervorgerufenen Bewegungen der Fahrbahnträger liegen also in der Brückenmitte, wo die Hängestäbe eine beträchtliche Länge besitzen. Auf gelenkigen Anschluß der Hängestäbe an den Hauptträgern kann daher verzichtet werden. Die Längskräfte, die bei einer Straßenbrücke nur gering sind, werden durch die Fahrbahn-

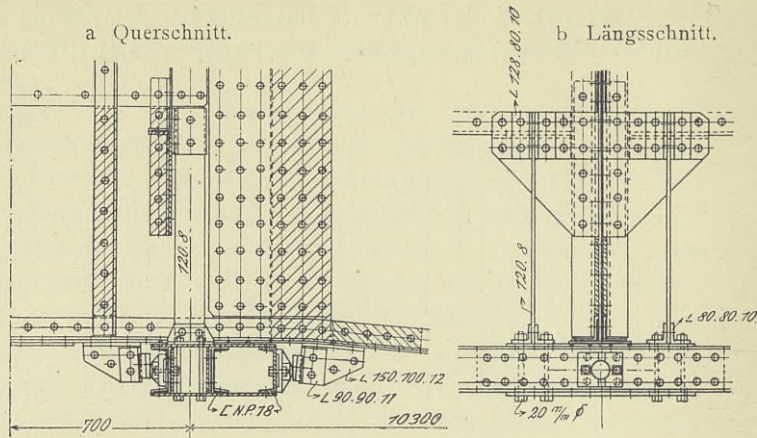


Abb. 773.

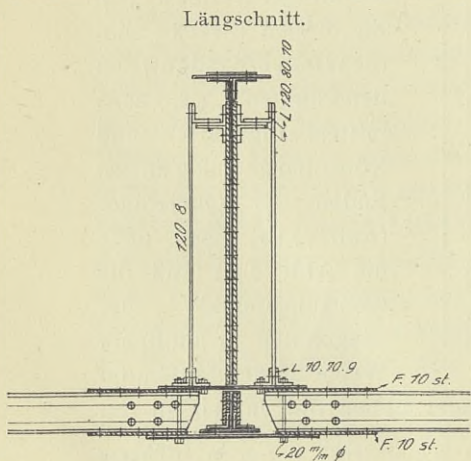


Abb. 774.

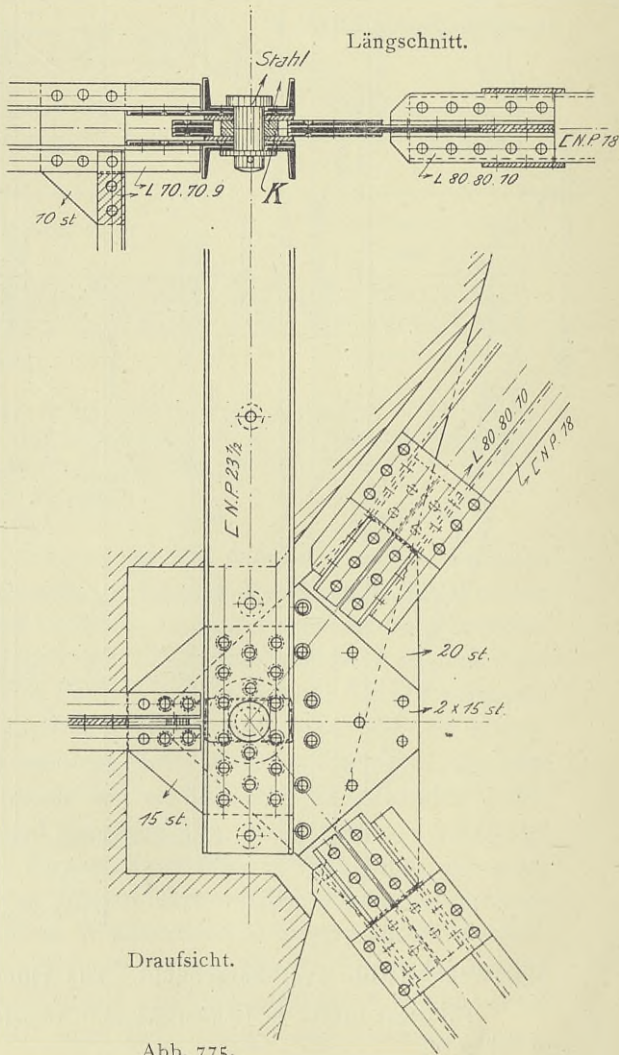
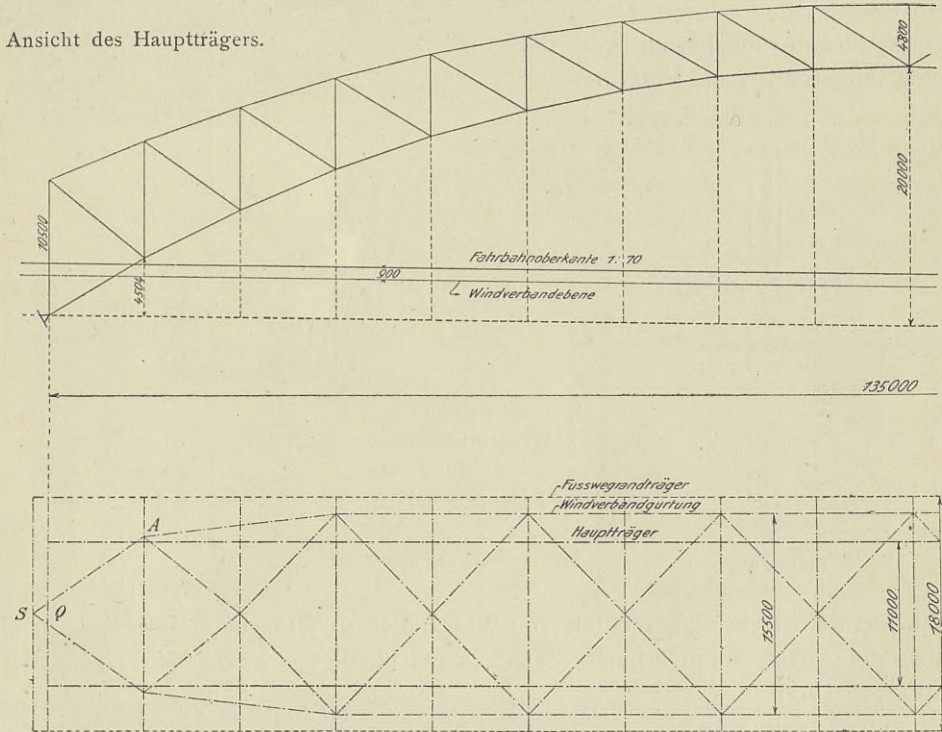


Abb. 775.

tafel an die Endquerträger und von diesen an die Hauptträger abgegeben. Der Windverband ändert seine Länge vom Querträger 15 aus nach beiden Seiten, er muß daher an beiden Widerlagern beweglich gelagert sein. Diese Lagerung ist in der Abb. 775 veranschaulicht. Das Widerlager liegt schief zur Brückenachse und bietet in der einen Richtung zu wenig Mauerwerk zur Aufnahme der Windauflegerkraft. Diese wird daher an einen aus zwei \square N. P. 23 $\frac{1}{2}$ bestehenden, in das Widerlager hineingreifenden Anker abgegeben. Durch die beiden \square -Eisen ist ein runder Bolzen gesteckt, um den ein quadratisches Stück K greift. Dies Stück K sitzt in einem Ausschnitt des die Enddiagonalen des Windverbandes vereinigenden



Grundriß des unteren Windverbandes.

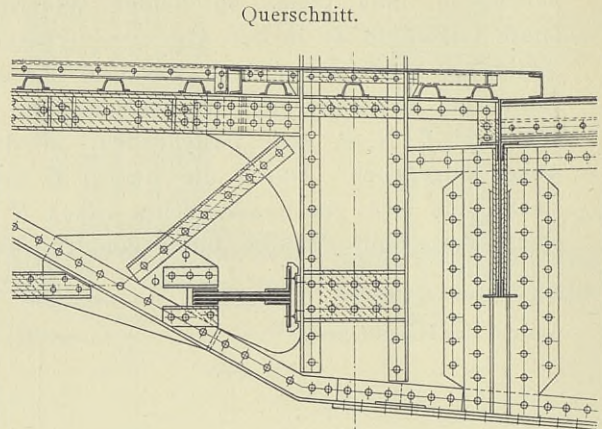
Abb. 776.

Knotenbleches. Der Ausschnitt ist in der Querrichtung ebenso groß wie K , in der Längsrichtung dagegen so groß, daß sich das Knotenblech nach beiden Richtungen bei den größten Wärmeschwankungen frei gegen K bewegen kann. Die Einschaltung des Zwischenstückes K ist recht zweckmäßig. Würde es fehlen, so würde das Knotenblech nur in einem Punkte am Bolzen anliegen, und beide würden durch die Drehungen und Längsbewegungen bald abgenutzt werden. So liegt das Knotenblech in einer Fläche an K , und K umfaßt den Bolzen.

Die vorstehend geschilderte Windverbandanordnung ist recht zweckmäßig und läßt sich in derselben Weise auch bei Eisenbahnbrücken anwenden. Beim

Fehlen einer zusammenhängenden Fahrbahntafel müßten an den Durchschneidungspunkten der Fahrbahn und der Bogenträger besondere Bremsträger eingeschaltet werden.

3. Bogenträger mit abgestumpften Enden (Abb. 776). Straßenbrücke.¹⁾ Die Bogenobergurte sind durch einen besonderen Windverband verbunden, dessen Kräfte durch die Endportale den Lagern zugeführt werden. Die unteren Gurtungen sind durch Querverstärkungen an diesem Verband angeschlossen. Unter der



Draufsicht.

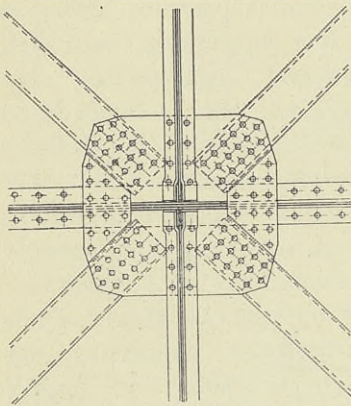


Abb. 777.

Aufsicht auf den
Windverband und
Schnitt durch die
Hängestange.

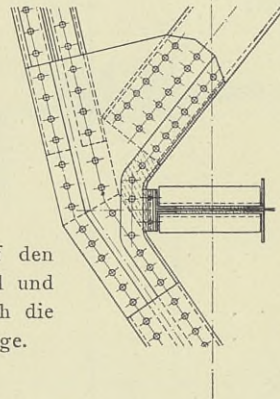


Abb. 778.

Fahrbahn liegt ein wagerechter, von Widerlager zu Widerlager reichender und hier gelagerter Windverband. Der Grundriß dieses Verbandes ist in der

Abb. 776 veranschaulicht. Die Gurtungen liegen außerhalb der Hauptträger und sind hier, mit Ausnahme an den Punkten A, mit den in der Verlängerung der Quer-

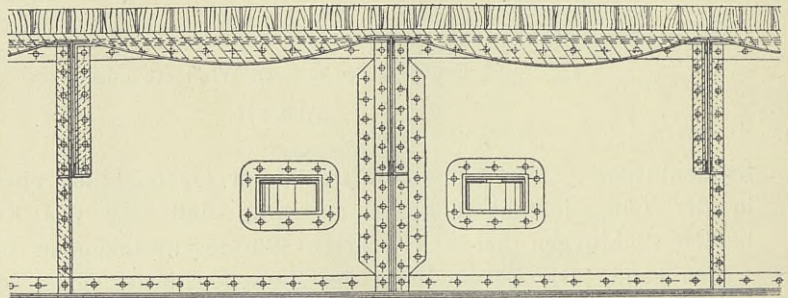


Abb. 779.

träger liegenden Fußsteigkonsolen fest verbunden (vergl. die Abb. 746 auf S. 363). An den Kreuzungspunkten der Diagonalen durchdringt ein gemein-

¹⁾ Nordbrücke über die Stromelbe bei Magdeburg. Entworfen und ausgeführt von der Union-Dortmund.

schaftliches Knotenblech den Steg des Querträgers (Abb. 777). An den bei *A* zu beiden Enden der Brücke liegenden Querträgern ist das Fahrbahnträgergerippe und die Fahrbahn unterbrochen (Abb. 728 auf S. 349). Hierhin bewegt sich also die Fahrbahn bei Wärmeschwankungen, und es ist ratsam, die kurzen Hängestäbe gelenkig an den Hauptträgern anzuschließen. Bei *A* darf die Windverbandgurtung nicht fest mit dem Querträger verbunden werden, damit sie nicht als Zugband wirkt. Sie stützt sich deshalb hier, wie aus der Abb. 778 zu ersehen ist, freibeweglich gegen den Querträger. Aus demselben Grunde durchdringen die Enddiagonalen freibeweglich den Querträger des Endportals (Abb. 779). Die Lagerung des Windverbandes,

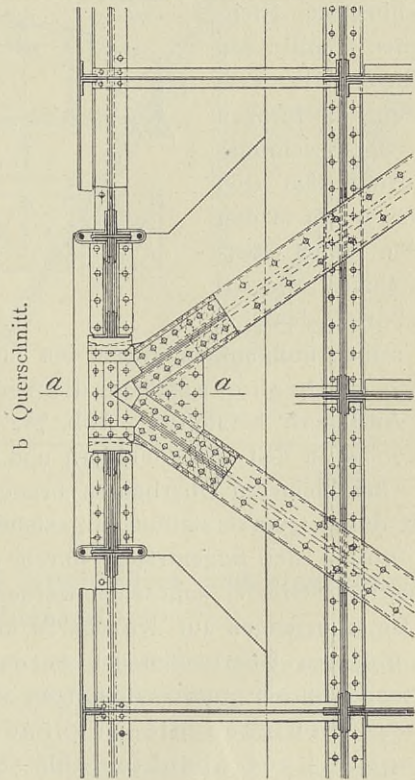
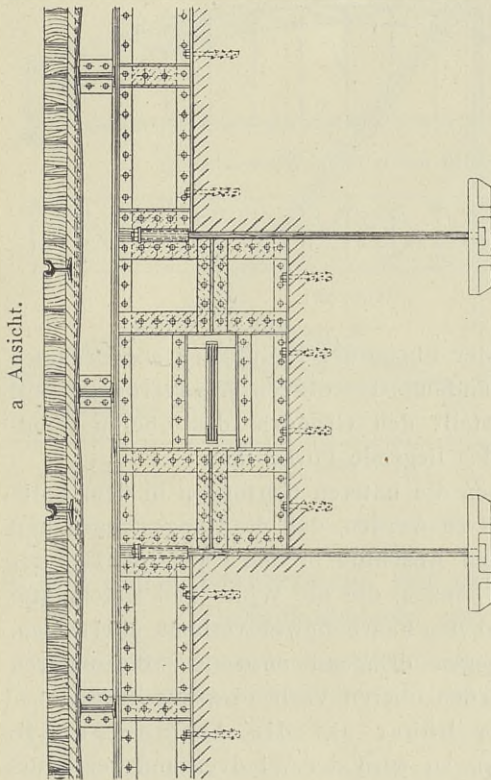
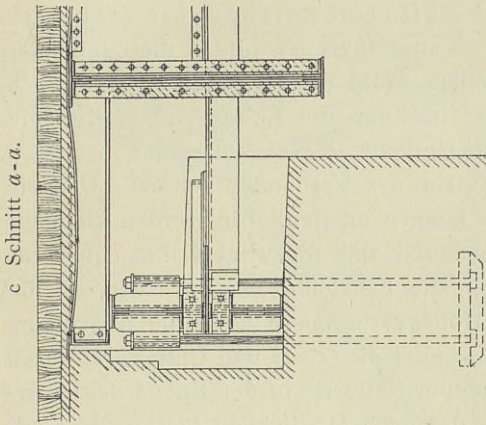


Abb. 780.

der mit den Fußsteigkonsolen in fester Verbindung steht, mußte wegen der beiderseitigen Unterbrechung der Fahrbahn auch auf beiden Widerlagern in der Längsrichtung beweglich ausgeführt werden, wie dies in der Abb. 780

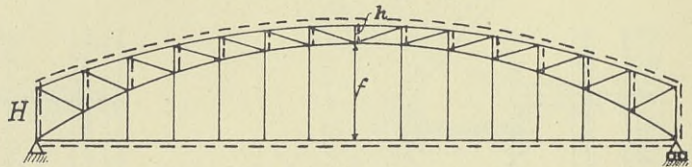
dargestellt ist. Das die Diagonalen vereinigende Knotenblech durchdringt einen in das Widerlager eingelassenen und mit diesem verankerten Träger.

β) Bei Bogenträgern mit Zugband.

1. Das Zugband verbindet die Auflagerknotenpunkte (Abb. 781).

Wie bereits auf den Seiten 315 u. f. ausgeführt ist, bilden die Zugbänder die Gurtungen des Fahrbahnwindverbandes. Wird die Fahrbahn freibeweglich gegen die Hauptträger angeordnet, so sind nur die Endquerträger und ein doppeltes Diagonalensystem die Füllungsglieder dieses Verbandes, während die anderen Querträger nicht zum System des Verbandes gehören, weil sie sich frei gegen die Zugbänder bewegen können müssen. Sie werden vielmehr nur derart gegen den Windverband abgestützt, daß die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte, welche die Fahrbahn beanspruchen, an ihn abgegeben werden können. Falls die Höhenverhältnisse nicht die Anordnung eines oberen Windverbandes gestatten, so sind die Ober- und Untergurte durch steife Halbrahmen zu sichern. Im anderen Falle ist in der Ebene der Untergurte ein oberer Verband vorzusehen, der nach Möglichkeit bis zu den Endpfosten durchzuführen und hier durch geschlossene Steifrahmen mit den Auflagern in Verbindung zu bringen ist. Bei beschränkter Höhe läßt sich durch je ein in den beiden ersten Obergurtfeldern liegendes Portal, das sich

a Ansicht des Hauptträgers.



b Grundriß des unteren Windverbandes.

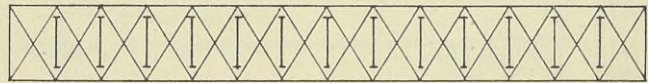


Abb. 781.

mit seinen Fußpunkten gegen den in der Ebene der Endpfosten angeordneten steifen Halbrahmen stützt, die Verbindung des oberen Windverbandes mit den Auflagern herstellen. Abb. 782 stellt den Grundriß des oberen Windverbandes in den ersten Feldern und das liegende Portal dar.

Bei kleineren Überbauten brauchen die unteren Gurtungen in dem Falle nicht durch Querversteifungen gesichert zu werden, daß die Hängestangen und die Pfosten der Bogenträger durch den Anschluß in den Knotenpunkten als einheitliche Glieder angesehen werden können, die die Wind- und Knickkräfte der Untergurtungen auf den oberen und den Fahrbahnwindverband übertragen. Bei größeren Überbauten ist es dagegen dringend anzuraten, die unteren Gurtungen durch Querversteifungen an den oberen Verband anzuschließen.

2. Verbinden die Zugbänder höher als die Auflagerpunkte gelegene Knotenpunkte (Abb. 783), so wird der Windverband der Fahrbahn zwischen den Anschlußpunkten der Zugbänder genau so ausgebildet wie im ersten Falle.

Dieser Verband kann entweder außerhalb dieser Anschlußpunkte in derselben Ebene weitergeführt und an den beiderseitigen Endquerträgern, die

Glieder der steifen Endrahmen sind, gelagert werden, oder auch unterhalb dieser Anschlußpunkte durch Verbände, welche in den unteren Gurtungen der Bogen liegen, an den Auflagern angeschlossen werden. Für den Windverband des Bogens gilt dasselbe wie beim ersten Fall.

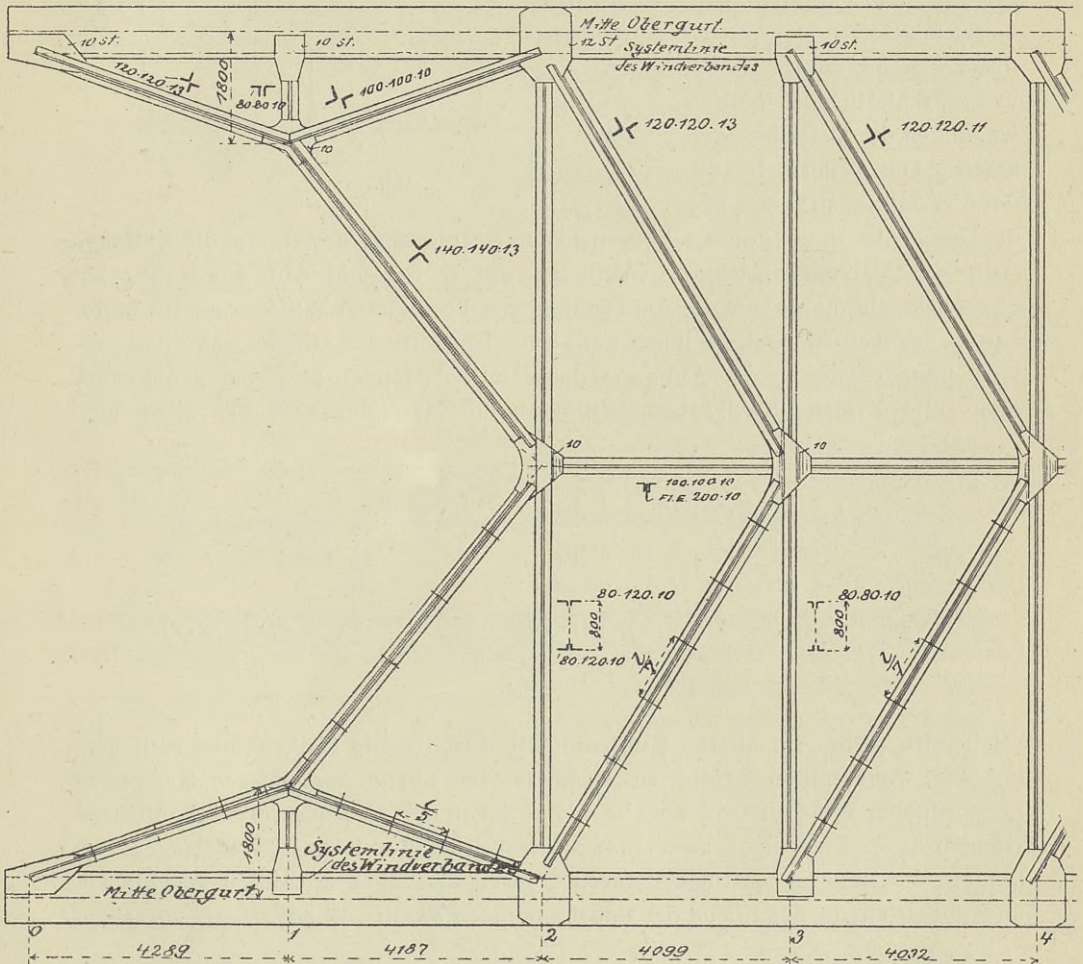


Abb. 782.

5. Bei einem Gerberträger mit zwei Kragträgern und eingehängtem Zweigelenkbogen mit Zugband (Abb. 784).

Nach den vorstehenden Erörterungen wird es auch dem weniger erfahrenen Leser nicht schwer fallen, die Zweckmäßigkeit der für diese Trägeranordnung vorgesehenen Windverbände zu beurteilen. Aus den gestrichelten Eintragungen in der Abb. 784 geht die Lage der einzelnen Windverbände und Querverbindungen klar hervor. Der Fahrwindverband des eingehängten Trägers muß an den Stellen *a* und *b* mit den Windverbänden der Kragträger in eine derartige längsbewegliche Verbindung gebracht werden, daß die Wirkung der Pendelsäule und des Gelenkes nicht aufgehoben wird.

6. Bei Hängebrücken.

Ist die Kette vom Versteifungsträger getrennt (Abb. 460 u. 461 auf S. 199), so erhält sie in der Regel keinen Windverband, weil sie nur auf Zug beansprucht wird und nur auf Zug beanspruchte Glieder an ihr angreifen. Der Winddruck wird nur unerhebliche und unschädliche Seitenbewegungen der Kette hervorrufen. Die Windverbände der Versteifungsträger werden nach den unter 1 und 2 besprochenen Regeln angeordnet. Ist die Kette ein Gurt des Versteifungsträgers (Abb. 462 auf S. 199 und Abb. 463 u. 464 auf S. 200), so empfiehlt sich die Anordnung eines besonderen Windverbandes in der Ebene der Ketten, weil an ihnen auf Druck beanspruchte Glieder angreifen. So wird man bei der in der Abb. 462 dargestellten Hängebrücke bei genügender Höhe die Ketten durch einen Windverband verbinden und bei nicht aus-

Ansicht des
Endportals.

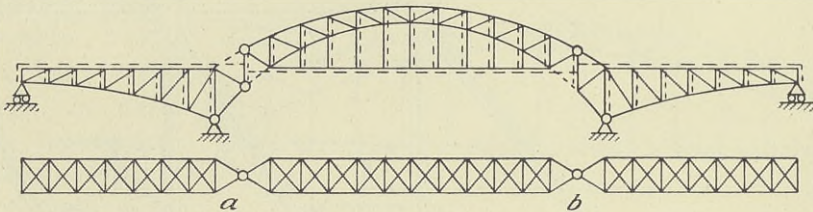
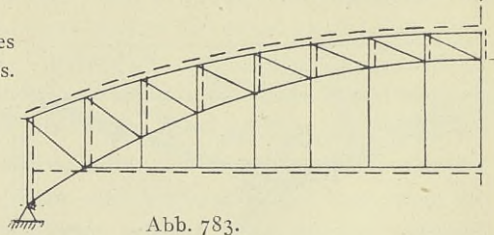


Abb. 784.

reichender Höhe die oberen Knotenpunkte durch steife Halbrahmen festlegen, die die wagerechten Kräfte an einen in der Ebene der unteren Gurtungen angeordneten Windverband abgeben. Bei der in der Abb. 464 veranschaulichten Hängebrücke wird man zweckmäßig die Ketten durch einen Windträger verbinden, die unteren Gurtungen durch Querversteifungen an diesen anschließen und außerdem in der Ebene der Fahrbahn einen zweiten Windverband vorsehen.

C. Einzelheiten der Ausbildung der Windverbände und Querversteifungen.

1. Windverbände.

Die Windverbände erhalten in der Regel parallele Gurtungen, die Füllungsstäbe werden verschiedenartig angeordnet (siehe Abb. 785a bis e). Am gebräuchlichsten sind die Ausbildungen nach Abb. 785b und e. Die Diagonalen in der Abb. 785b brauchen eigentlich nur auf Zug berechnet und bemessen zu werden. Zur Verhütung des Durchhängens werden aber auch diese druckfest ausgebildet. Nach den preußischen «Vorschriften» ist jede der beiden Diagonalen eines Feldes für die ganze Zugkraft zu bemessen und anzuschließen, die Querschnitte sind aber so auszubilden, daß jede der beiden Diagonalen bei einer Druckkraft = der Hälfte der ganzen Zugkraft und einer Knicklänge = der Hälfte der

ganzen Diagonallänge zweifache Knicksicherheit besitzt. Als Knicklänge die halbe Diagonallänge einzuführen, hat nur in dem Falle Berechtigung, daß die Diagonalen eines Feldes an der Kreuzungsstelle genügend verbunden sind. Bei sehr breiten Brücken werden die Diagonalen zur Vermeidung zu spitzer Winkel an den Anschlüssen durch zwei Felder gelegt (Abb. 786).

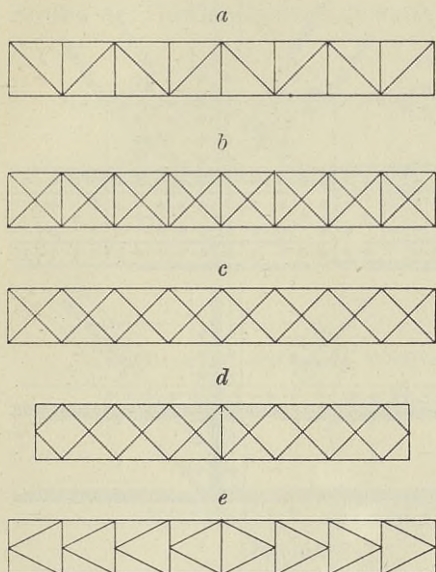


Abb. 785.

Wie schon bemerkt wurde, werden die Windverbände nach Möglichkeit so gelegt, daß die Gurtungen der Hauptträger zugleich Gurtungen dieser Verbände sind. An der Gestaltung der Querschnitte für die Gurtungen der Hauptträger wird hierdurch nichts geändert, nur muß bei der Bemessung der Querschnitte auf die Zusatzspannungen durch die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte Rücksicht genommen werden. In vielen Fällen wird die Ebene des Windverbandes nicht mit den Schwerlinien der

Gurtungen zusammenfallen. Die hierdurch entstehenden Nebenspannungen werden jedoch gern mit in Kauf genommen, wenn sich ein besserer Anschluß der Füllungsglieder des Windverbandes an den Gurtungen durch die Abweichung von den Schwerlinien der letzteren erzielen läßt.



Abb. 786.

Die Querträger der

Querschnitt.

Grundriß.

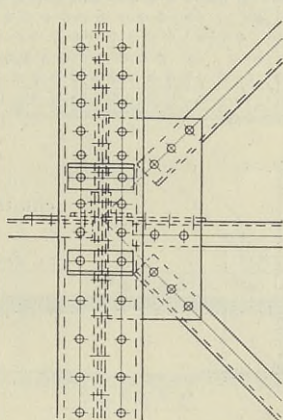
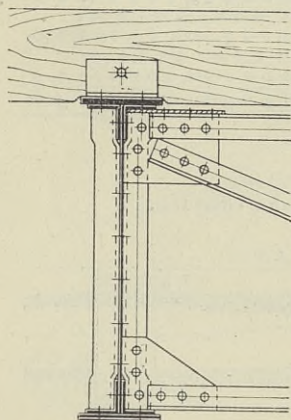


Abb. 787.

Fahrbahn werden, soweit es ihr Anschluß und ihre Lage gestattet, als Pfosten der Windverbände verwendet. Als Pfostenquerschnitt wird in der Regel nur der Querträgergurt angesehen, der an dem Windverband unmittelbar angeschlossen ist. Die in dem betreffenden Gurt entstehenden Nebenspannungen sind zu berechnen.

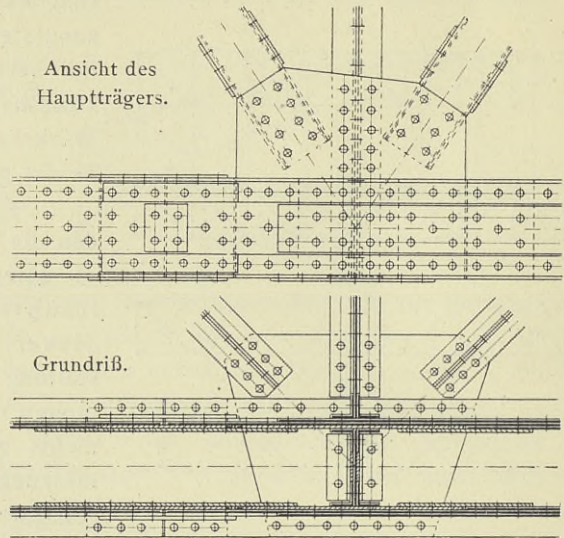
Der Anschluß der Füllungsglieder an den Gurtungen erfolgt in den meisten Fällen durch Knotenbleche; jedoch stehen auch dem unmittelbaren Anschluß keine Bedenken entgegen.

Bei Blechträgern werden die Knotenbleche in der Regel an den abstehenden Schenkeln der Gurtwinkel angeschlossen (Abb. 787), weil hier sämtliche Knotenbleche in einer Ebene angeordnet werden können.

Der Anschluß an den Gurtungen von Fachwerkträgern wird meist so ausgeführt, daß die Knotenbleche mit den Obergurten in den Oberkanten und mit den Untergurten in den Unterkanten vernietet werden.

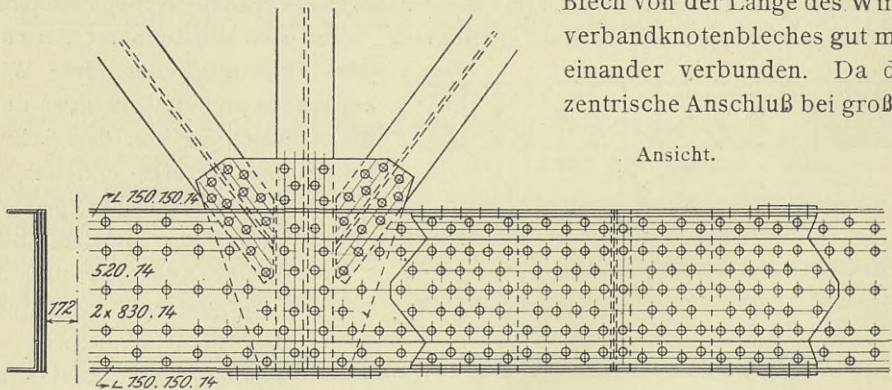
Es empfiehlt sich dabei, die Füllungsglieder so anzuschließen, daß sich ihre Schwerlinien mit der Projektion der Gurtschwerlinie in einem Punkte schneiden (Abb. 788). Vergl. auch die Abb. 323 auf S. 141. Hier liegt das Knotenblech zwischen dem Deckwinkel und den Fußplatten und ist nur bis zu dem inneren Steg des Gurtes geführt. Beide Querschnittshälften sind aber durch ein

Abb. 788.



Blech von der Länge des Windverbandknotenbleches gut miteinander verbunden. Da der zentrische Anschluß bei großen

Ansicht.



Schnitt und Grundriß.

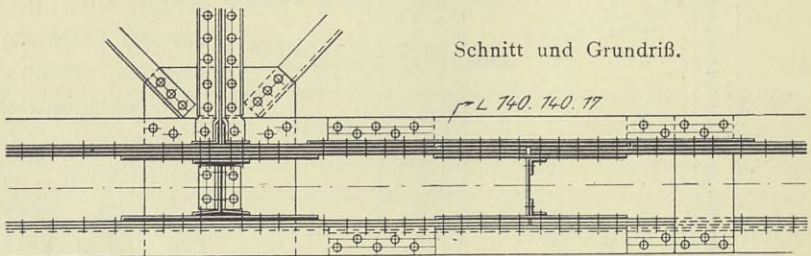


Abb. 789.

und breiten Gurtungen große Knotenbleche bedingt, so verzichtet man allerdings bei solchen vielfach hierauf und schließt die Diagonalen exzentrisch an (Abb. 789).

Bei sehr breiten Gurtungen brauchen die Knotenbleche schwacher Windverbände nicht über die ganze Gurtbreite geführt zu werden (Abb. 790).

Häufig werden auch die Windverbandknotenbleche zur Deckung des Stoßes der Gurtkopfplatten benutzt und müssen dann natürlich über die ganze

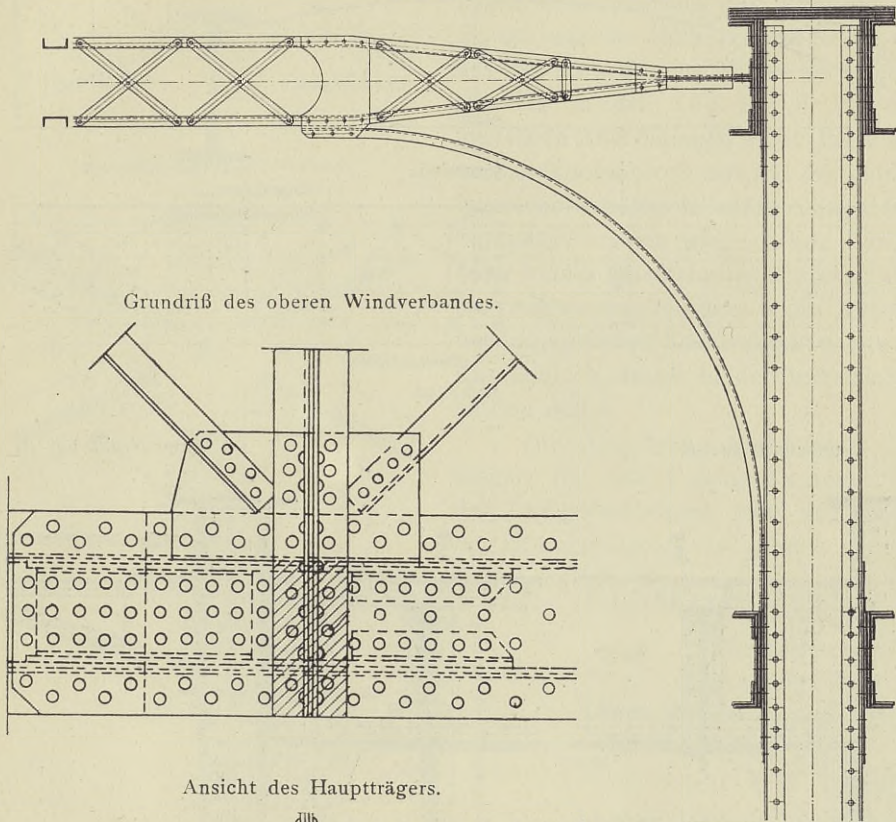


Abb. 791.

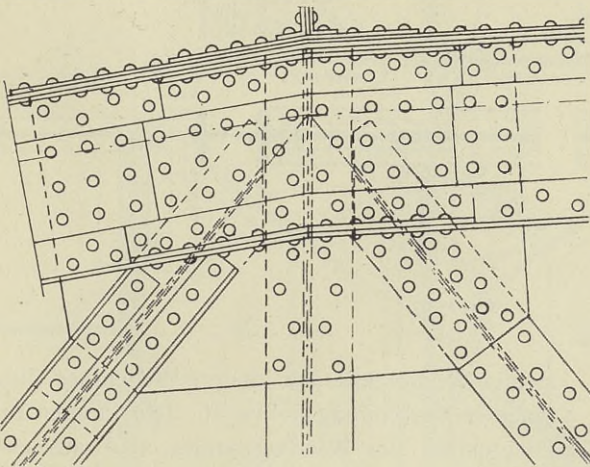


Abb. 790.

Gurtbreite reichen. (Vergl. Abb. 324 auf S. 142.)

In den Knickpunkten der Gurtungen werden gebogene Knotenbleche verwendet (Abb. 790).

Bei dem in der Abb. 639 auf S. 293 dargestellten Überbau ist der Windverband derart angeschlossen, daß seine Ebene mit den Schwerlinien der Ober-

gurte zusammenfällt. Die Knotenbleche des Windverbandes sind mittels zweier Winkel an den Stegen der inneren \square -Eisen der Obergurte

Die Abb. 791 veranschaulicht den oberen Windverband der Eisenbahnbrücke über den Rhein bei Worms. Die Knotenbleche sind auch hier mittels

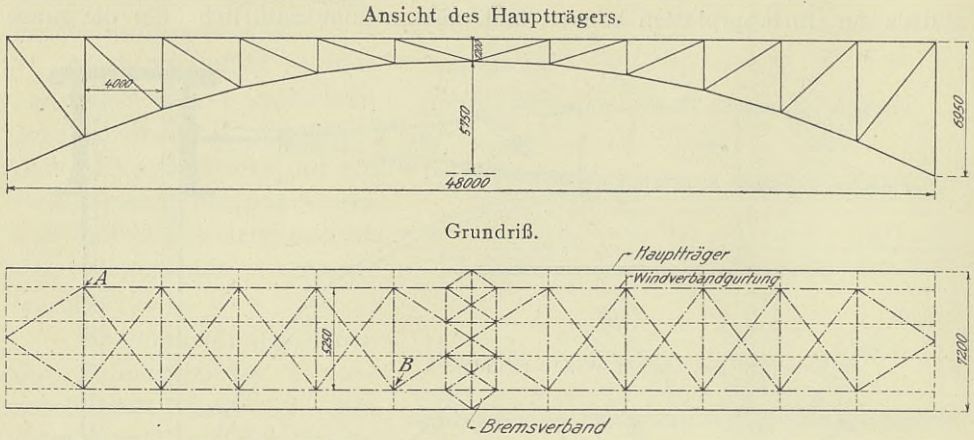


Abb. 792.

Querschnitt bei B.

Querschnitt bei A.

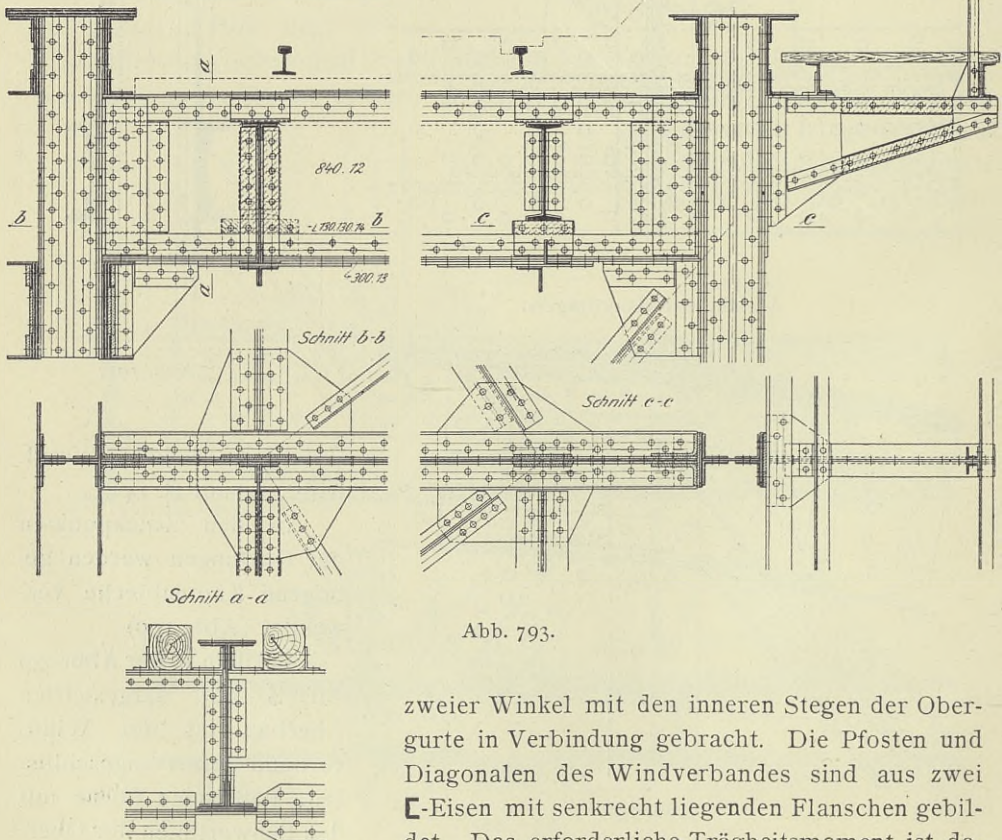
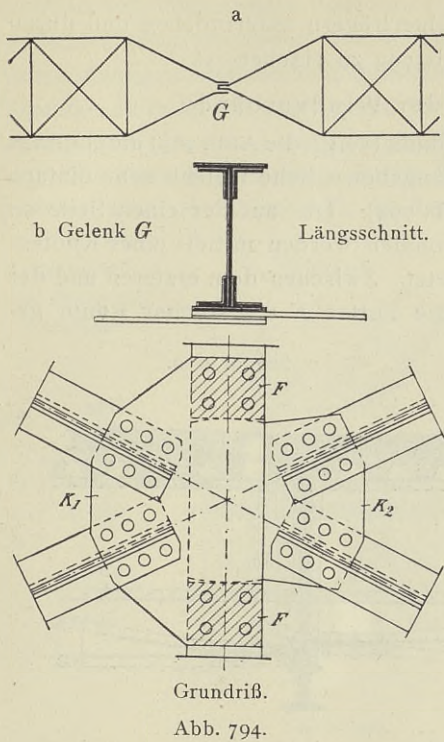


Abb. 793.

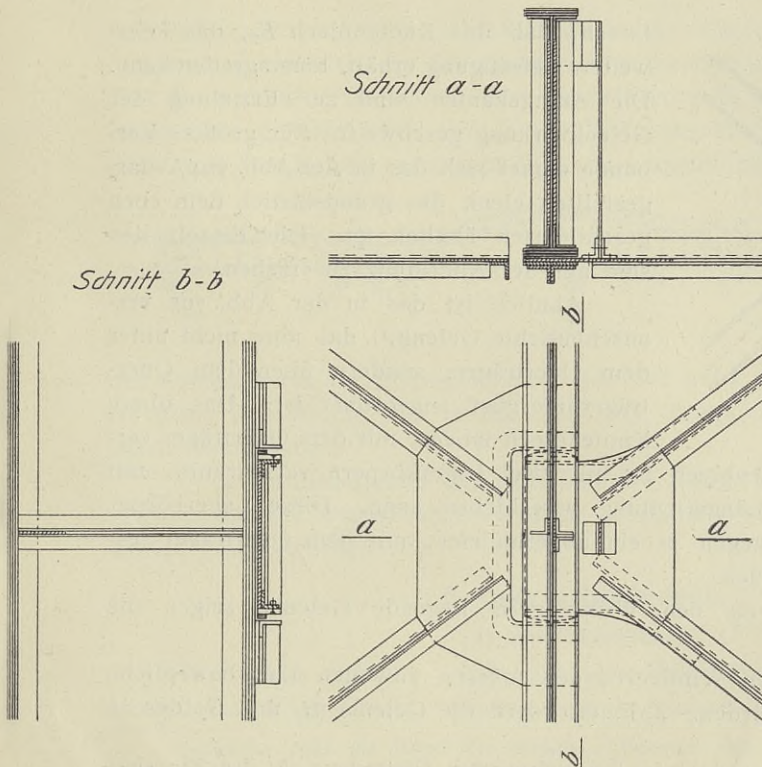
zweier Winkel mit den inneren Stegen der Obergurte in Verbindung gebracht. Die Pfosten und Diagonalen des Windverbandes sind aus zwei **C**-Eisen mit senkrecht liegenden Flanschen gebildet. Das erforderliche Trägheitsmoment ist dadurch erzielt worden, daß die beiden **C**-Eisen nach der Mitte zu in einem gewissen Abstand, der durch eine Vergitterung festgelegt ist, voneinander angeordnet sind.



Der Anschluß der Füllungsglieder des Windverbandes an dem als Gurtung dienenden Zugbande eines Zweigenknotenbogens mit aufgehobenem Horizontalschub ist aus der Abb. 439 auf S. 190, aus der Abb. 441 auf S. 191 und aus der Abb. 675 auf S. 318 zu ersehen. Bei den in den Abb. 439 u. 441 dargestellten Anordnungen steht das Windverbandknotenblech nur mit der inneren Querschnittshälfte in unmittelbarer Verbindung; für eine ausreichende Verbindung beider Querschnittshälften ist aber Sorge getragen. Bei dem in der Abb. 675 wiedergegebenen Knotenpunkt greift das Knotenblech durch beide Querschnittshälften durch.

Die Anordnung besonderer Gurtungen für den Fahrbahnwindverband des Zweigenknotenbogens ohne aufgehobenen Horizontalschub ist bereits auf den Seiten 375 bis 381 besprochen und veranschaulicht worden.

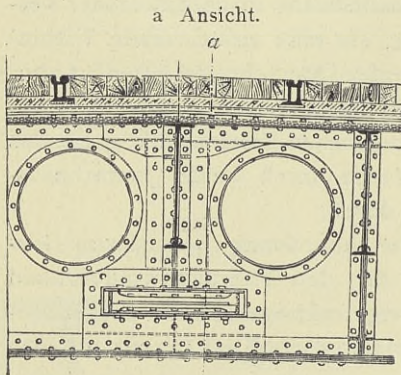
Besondere Gurtungen zeigt auch der Windverband der in der Abb. 792 in Ansicht und Grundriß dargestellten Zwickelbogenbrücke. Es ist nur ein unter den Querträgern angeordneter Windverband vorhanden, gegen den die Untergurte durch Querversteifungen festgelegt sind. Aus der Lage dieses Verbandes zu den oberen und unteren Bogengurtungen ergab sich die Notwendigkeit, besondere Glieder für die Gurtungen des Windverbandes vorzusehen.



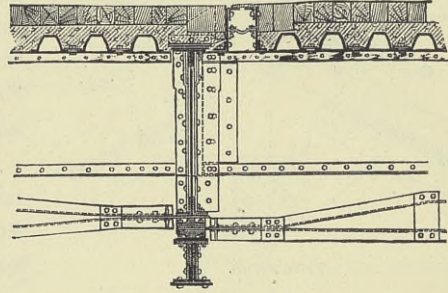
Sie bestehen aus Winkeleisen, die an den Querträgern unterbrochen und durch Knotenbleche verbunden sind, wie aus Abb. 793 zu ersehen ist.

Die längsbeweglichen Gelenke der Windverbände.

Stoßen zwei Verbände an dem Gelenkpunkt (vergl. die Abb. 765) unter einem Querträger zusammen, so läßt sich das längsbewegliche Gelenk sehr einfach in Verbindung mit diesem herstellen (Abb. 794). Die auf der einen Seite an dem Gelenkpunkt zusammengeführten Diagonalen werden mittels eines Knotenbleches K_1 mit dem Querträger fest vernietet. Zwischen dem ersteren und der Unterkante des Querträgers wird durch die Futter F ein solcher Raum ge-



c Schnitt a-a.



b Grundriß.

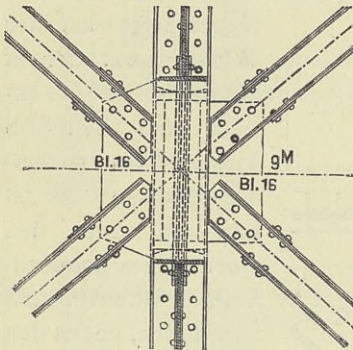


Abb. 795.

lassen, daß das Knotenblech K_2 , das keine weitere Befestigung erhält, hineingreifen kann. Die Anlegekanten sind zur Erzielung der Gelenkwirkung geschweift. Für größere Verbände eignet sich das in der Abb. 794A dargestellte Gelenk, das grundsätzlich dem eben geschilderten ähnlich ist. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen.

Ähnlich ist das in der Abb. 795 veranschaulichte Gelenk,¹⁾ das aber nicht unter dem Querträger, sondern über dem Querträgeruntergurt angeordnet ist. Das obere Knotenblech ist fest mit dem Querträger vernietet; das untere Knotenblech ist mit zwei Lagerkörpern verschraubt, mit denen es sich in der Längsrichtung verschieben kann. Diese Lagerkörper legen sich beiderseits gegen je ein abgerundetes, mit dem Querträger fest verbundenes Schmiedestück.

Längsbewegliche, an den Widerlagern liegende Gelenke zeigen die Abb. 775 u. 780.

Auch in den oberen Windverbänden müssen zuweilen längsbewegliche Gelenke eingeschaltet werden. Z. B. erfordern die Gelenke G_1 und G_2 des in

¹⁾ Aus dem Entwurf „Sichel“ der Brückenbauanstalt Gustavsborg für den Bau einer zweiten Neckarbrücke in Mannheim. Zentralblatt der Bauverwaltung 1901, Seite 278.

der Abb. 797 dargestellten Überbaues¹⁾ die Unterbrechung des die Obergurte verbindenden Windverbandes. Zu dem Zwecke sind die Windverbände der beiden Seitenöffnungen schnabelförmig an den oberen Riegeln der über den Mittelpfeilern liegenden Portale zusammengeführt und an diesen mittels längsbeweglicher Gelenke angeschlossen, deren Einzelheiten aus der Abb. 796 zu ersehen sind.

Über ein festliegendes, durch den Portalriegel gestecktes Knotenblech K_1 greifen zwei Knotenbleche K_2 , an denen die Enddiagonalen des Windverbandes

der Seitenöffnung angeschlossen sind.

Durch diese drei Knotenbleche ist ein Bolzen von der Stärke dieser drei Bleche gesteckt. In der Stärke des mittleren Knotenbleches K_1 ist der Bolzen kreisrund, in der Dicke der äußeren Knotenbleche K_2 aber beiderseits geradlinig begrenzt (siehe die Abb. 796c).

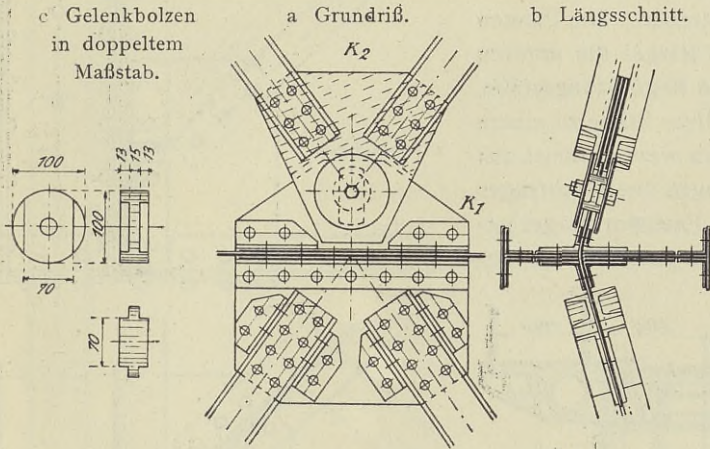


Abb. 796.

Die äußeren Knotenbleche haben längliche Ausschnitte erhalten, die in ihrer Ausdehnung senkrecht zur Bewegungsrichtung genau dem geradlinig begrenzten Teil des Bolzens entsprechen. Die Knotenbleche K_2 können sich daher in der Längsrichtung verschieben und in der Bewegungsebene um den Bolzenmittelpunkt mit dem Bolzen zusammen Drehungen ausführen. Am Herausfallen wird

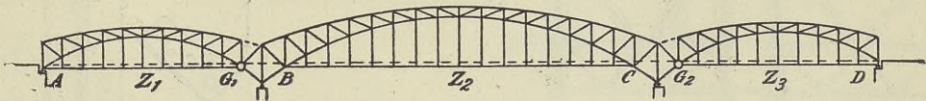


Abb. 797.

der Bolzen durch zwei Scheiben und eine Schraube gehindert. Grundsätzlich ist diese Ausführung den in der Abb. 775 dargestellten und auf S. 379 beschriebenen ähnlich

Über die Einzelheiten der zwischen den Längsträgern der Fahrbahn einzuschaltenden wagerechten Verbände ist bereits auf S. 276, 277 u. 291 das Nötige gesagt worden.

2. Querverbindungen.

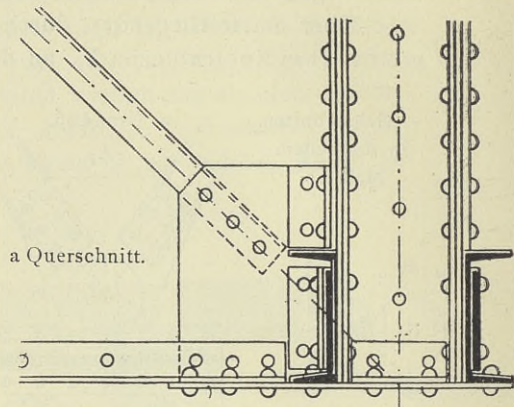
a) Dreieckverbände.

Wie schon erwähnt wurde, sind die Hauptträgergurtungen, die keinen besonderen Windverband erhalten, durch Querversteifungen an den Wind-

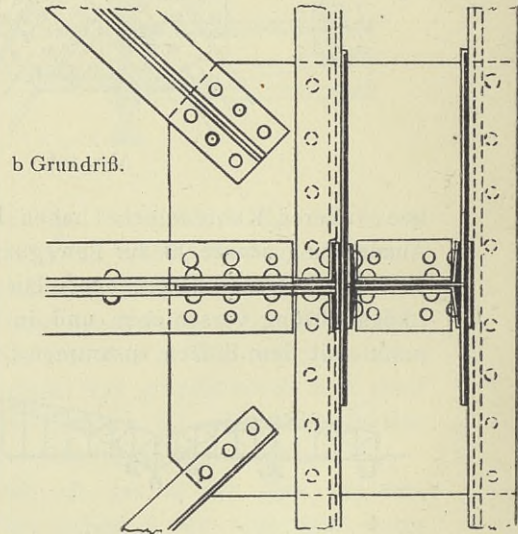
¹⁾ Brücke über die Havel bei Spandau. Entwurf und Ausführung der Gesellschaft Harkort in Duisburg.

verband der anderen Gurtungen anzuschließen. Weiter sind die Auflagerkräfte solcher Windverbände, die nicht unmittelbar an den Lagern der Hauptträger angreifen, mit diesen durch Querversteifungen in Verbindung zu bringen. Die Querversteifungen sind nach Möglichkeit im Dreieckverband auszuführen und nur da, wo es die Durchfahrt von Fahrzeugen erfordert, als geschlossene oder offene Steifrahmen auszubilden.

Die Dreieckverbände bestehen aus Pfosten, Riegeln und Streben. Die Pfosten sind die seitlichen, die Riegel die unteren und oberen wagerechten Begrenzungsstäbe, die Streben verbinden diese Stäbe zu einem Dreiecknetz. Die Pfosten werden meist aus den Stegblechsaussteifungen der Blechträger und den Vertikalen der Fachwerkträger gebildet. Einer der beiden Riegel ist in der



a Querschnitt.



b Grundriß.

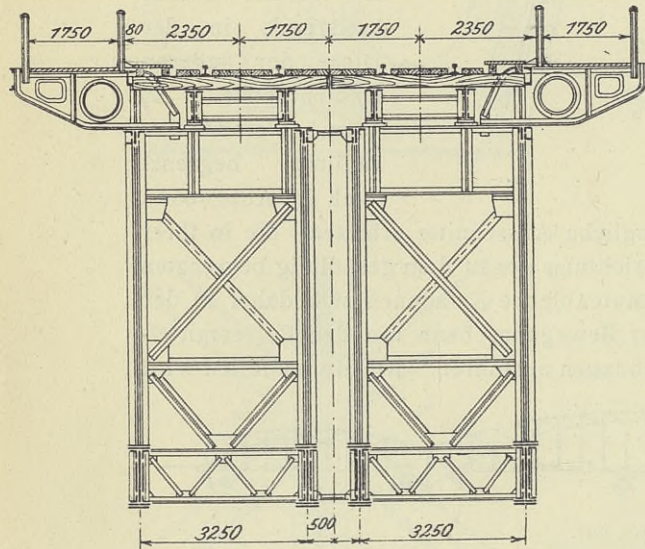


Abb. 798.

Abb. 799.

Regel zugleich Querträger der Fahrbahn. Die Streben können als einfache oder sich kreuzende Stäbe, schließlich auch in der **K**-Form (Abb. 798) angeordnet werden. Es empfiehlt sich aber, an einem Querträger keinen **K**-förmigen Verband einer Querversteifung angreifen zu lassen, damit die Stützung des Querträgers nicht statisch unbestimmt wird. Hohe Dreieckverbände erfordern eine Stockwerkteilung, wie dies ebenfalls die Abb. 798 zeigt. Dreieckverbände sind aus den Abb. 560, 593, 594, 595, 613, 614, 640, 641, 682 u. 787 zu ersehen.

Die Eckknotenbleche sind nicht allein mit den Pfosten, sondern auch mit den Querriegeln in Verbindung zu bringen (sich Abb. 640, 641, 682, 799 u. 800).

Die Abb. 798 stellt die in der Ebene der Endpfosten liegende Querversteifung der in der Abb. 658 auf S. 304 wiedergegebenen Bogenbrücke dar.

Durch sie werden die auf den Fahrbahnwindverband entfallenden Kräfte in die Bogenlager geleitet.

b) Geschlossene Steifrahmen.

Die geschlossenen Steifrahmen werden meist durch Einbeziehung eines Querträgers der Fahrbahn als allseitig geschlossene, dreifach statisch unbestimmte Gebilde ausgeführt. Bei Anordnung eines schrägen Endportales in der Ebene der Endschrägen (sich Abb. 762) kann der Endquerträger wegen seiner senkrechten Lage

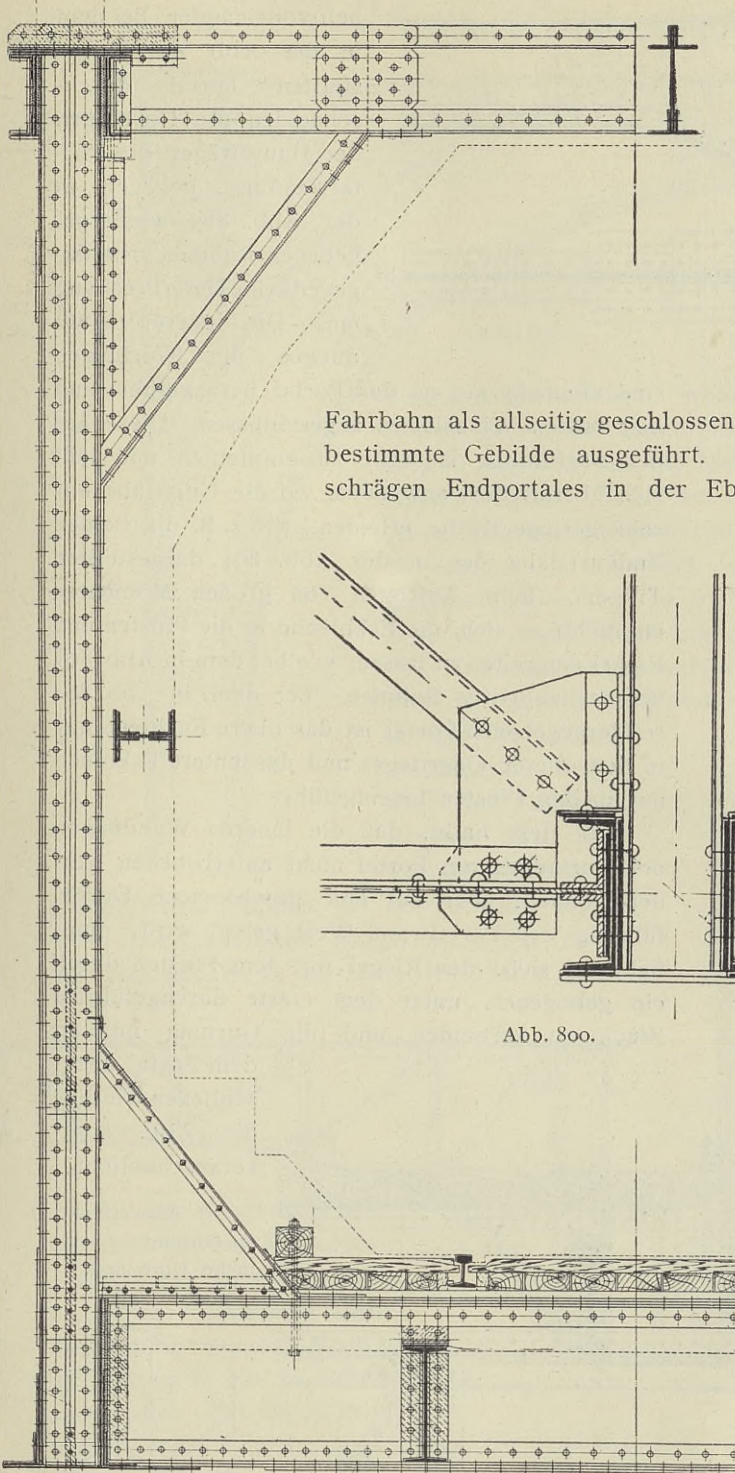


Abb. 800.

Abb. 801.

Abb. 802.

nicht als unterer Querriegel des Portales verwendet werden. Das Endportal wird in diesem Falle ein Rahmen mit Fußgelenken (Abb. 801). In den Abb. 802 u. 803 sind zwei allseitig geschlossene Steifrahmen veranschaulicht. Beide zeigen aber eine

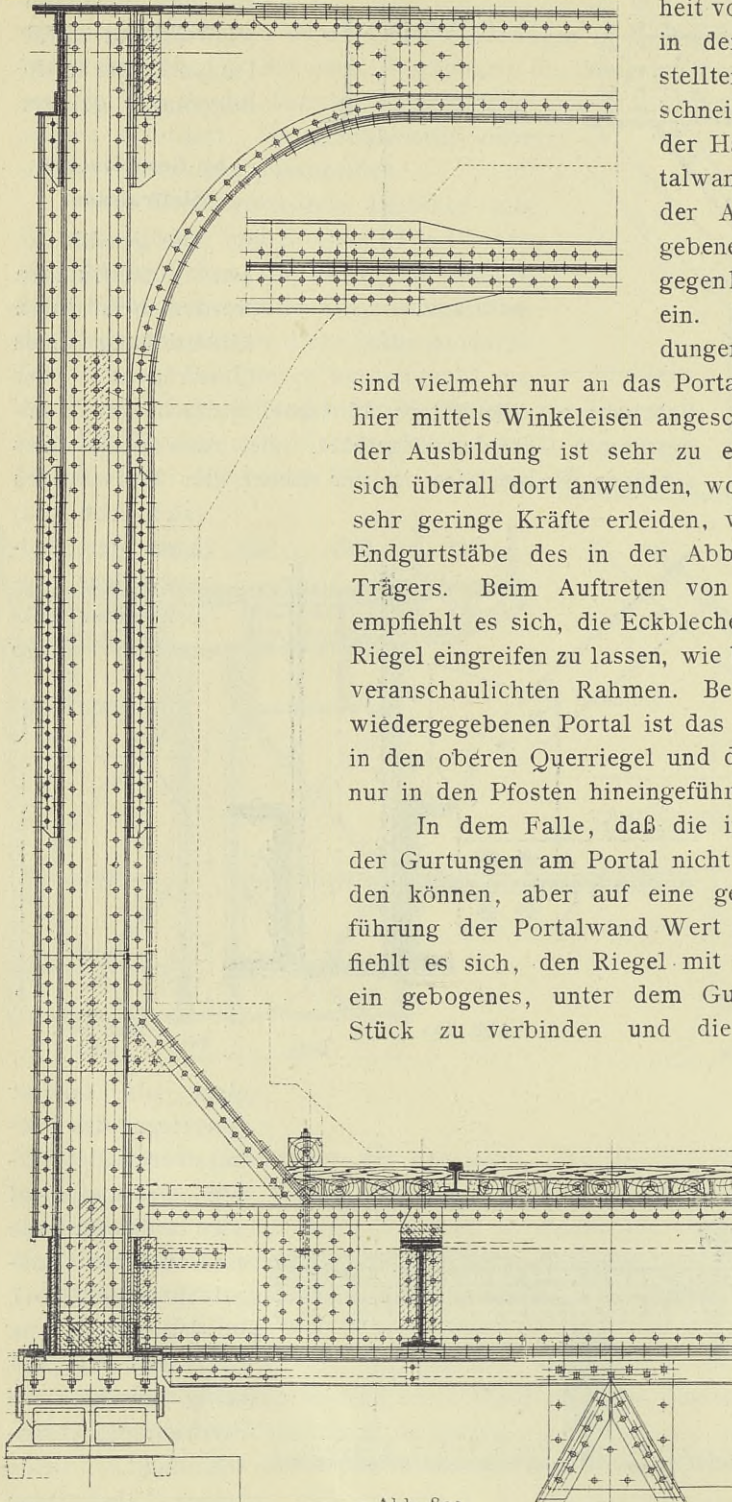


Abb. 803.

wesentliche Verschiedenheit voneinander. Bei dem in der Abb. 802 dargestellten Portal durchschneiden die Gurtungen der Hauptträger die Portalwand, bei dem in der Abb. 803 wiedergegebenen Rahmen tritt dagegen keine Unterbrechung ein. Die inneren Wandungen der Gurtungen

sind vielmehr nur an das Portal herangeführt und hier mittels Winkeleisen angeschlossen. Diese Art der Ausbildung ist sehr zu empfehlen und läßt sich überall dort anwenden, wo die Gurtstäbe nur sehr geringe Kräfte erleiden, wie z. B. die beiden Endgurtstäbe des in der Abb. 804 dargestellten Trägers. Beim Auftreten von großen Momenten empfiehlt es sich, die Eckbleche in die Pfosten und Riegel eingreifen zu lassen, wie bei dem in Abb. 803 veranschaulichten Rahmen. Bei dem in Abb. 802 wiedergegebenen Portal ist das obere Eckblech nur in den oberen Querriegel und das untere Eckblech nur in den Pfosten hineingeführt.

In dem Falle, daß die inneren Wandungen der Gurtungen am Portal nicht unterbrochen werden können, aber auf eine geschlossene Durchführung der Portalwand Wert gelegt wird, empfiehlt es sich, den Riegel mit dem Pfosten durch ein gebogenes, unter dem Gurte durchgeführtes Stück zu verbinden und die Gurtung nur an dem Portal anzuschließen, wie dies die Abb. 805¹⁾ veranschaulicht.

¹⁾ Entwurf und Ausführung von Jucho-Dortmund.

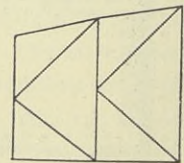


Abb. 804.

Die oberen Querriegel können auch fachwerkartig ausgebildet werden (Abb. 806). Bei sehr hohen Portalen, die beispielsweise über den Mittelstützen

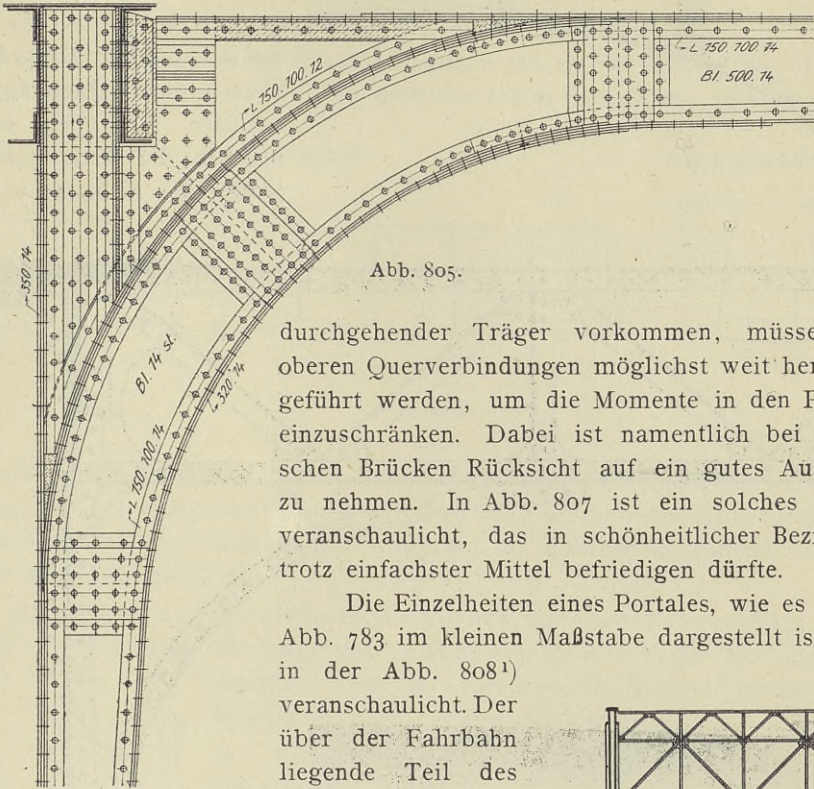


Abb. 805.

durchgehender Träger vorkommen, müssen die oberen Querverbindungen möglichst weit heruntergeführt werden, um die Momente in den Pfosten einzuschränken. Dabei ist namentlich bei städtischen Brücken Rücksicht auf ein gutes Aussehen zu nehmen. In Abb. 807 ist ein solches Portal veranschaulicht, das in schönheitlicher Beziehung trotz einfachster Mittel befriedigen dürfte.

Die Einzelheiten eines Portales, wie es in der Abb. 783 im kleinen Maßstabe dargestellt ist, sind in der Abb. 808¹⁾ veranschaulicht. Der über der Fahrbahn liegende Teil des Portales ist ein steifer geschlossener Rahmen, der untere Teil ist durch einen Dreieckverband ausgesteift. Der obere Windverband ist in der Mitte des oberen Quer-



riegels, der Fahrbahnwindverband in der Mitte des Querträgers angeschlossen.

Die Versteifung des Untergurtes eines Zweigelenkbogens mit Zugband gegen den die Obergurte verbindenden Windverband ist aus der Abb. 809 in den Einzelheiten zu ersehen.

Abb. 806.

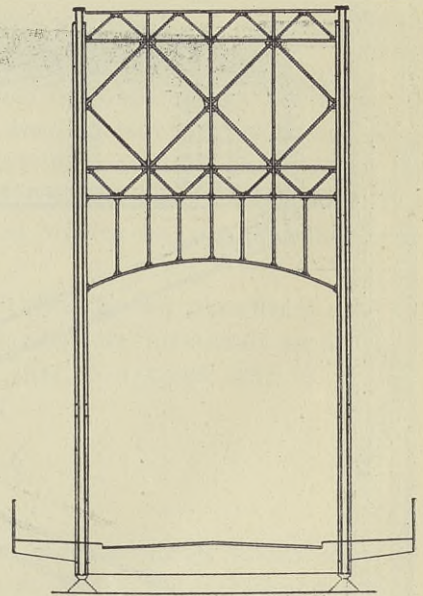


Abb. 807.

¹⁾ Portal der von der Gesellschaft Harkort ausgeführten Brücke über die Havel bei Spandau.

c) Offene Halbrahmen.

Über die Ausbildung der oben offenen Halbrahmen ist bereits auf S. 271 und 296 u. f. bei der Abhandlung über die Querträgeranschlüsse für oben offene Brücken die Rede gewesen (vergl. die Abb. 644 u. 646).

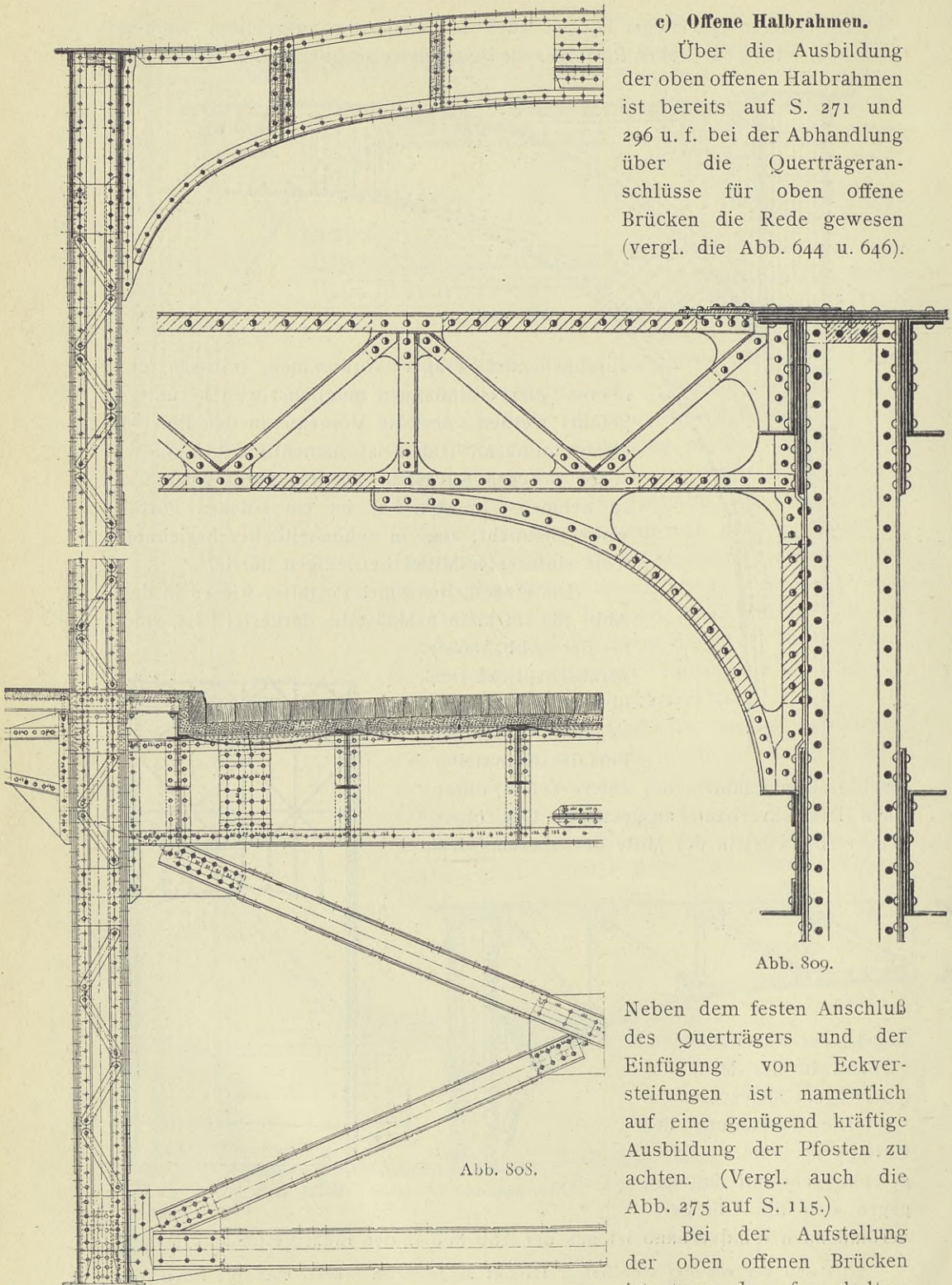


Abb. 809.

Abb. 808.

Neben dem festen Anschluß des Querträgers und der Einfügung von Eckversteifungen ist namentlich auf eine genügend kräftige Ausbildung der Pfosten zu achten. (Vergl. auch die Abb. 275 auf S. 115.)

Bei der Aufstellung der oben offenen Brücken ist streng darauf zu halten,

daß die Obergurte genau in den Hauptträgerebenen liegen. Schon geringe Abweichungen einzelner Knotenpunkte (Abb. 810) ergeben aus den Gurtkräften wagerechte, senkrecht zur Brückenachse gerichtete Seitenkräfte, welche die Pfosten auf Biegung beanspruchen. Bei Belastungen werden diese Seitenkräfte teilweise noch vergrößert. Rückt beispielsweise eine Belastung von links bis zum Punkte 4 (Abb. 810 a) vor, so wird die schon vorhandene Abweichung des

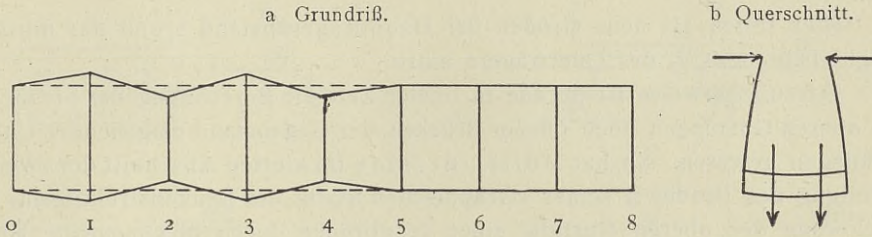


Abb. 810.

Punktes 4 gegenüber dem Punkte 5 durch die infolge der Belastung des Querträgers bei 4 hervorgerufene Formänderung des Halbrahmens (Abb. 810 b) noch vergrößert werden, wodurch auch die oben am Rahmen angreifenden Seitenkräfte an Größe zunehmen.

Der Grad der Quersteifigkeit oben offener Brücken ist unter allen Umständen rechnerisch nachzuweisen. Viele der Brückeneinstürze sind nur durch unzureichende Quersteifigkeit solcher Brücken herbeigeführt worden.

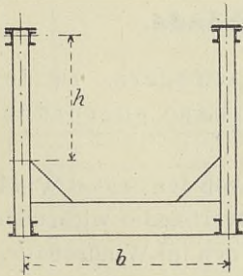


Abb. 811.

Die bayerische Staatseisenbahnverwaltung schreibt vor, die Halbrahmen der oben offenen Brücken unter der Annahme einer am Obergurt wagerecht und quer zur Brückenachse angreifenden Kraft, die gleich $\frac{1}{100}$ der größten an dem betreffenden Knotenpunkt wirksamen Obergurtkraft zu wählen ist, zu berechnen und zu bemessen.

Für die oben offenen Brücken der preußischen Staatseisenbahnen muß nach der im Anhalt an die von Engesser im Zentralblatt der Bauverwaltung 1884, S. 415 und 1885, S. 72 veröffentlichten Darlegungen aufgestellten Formel

$$n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}}$$

eine mindestens fünffache Sicherheit der Obergurte gegen seitliches Ausknicken nachgewiesen werden. In dieser Formel bedeuten: E den Elastizitätsmodul, J_1 und J_2 die auf die in der Hauptträgerebene gelegenen Achsen bezogenen Trägheitsmomente der Gurtung und der Senkrechten, a die Feldlänge, P die größte Druckspannkraft in den dem Knotenpunkt benachbarten Obergurtstäben und h den Höhenabstand von der Schwerlinie des Obergurtes bis zum Anschluß der Eckversteifung (Abb. 811).

Die Formel setzt voraus, daß der Querträger sehr steif ausgebildet ist. Trifft dies nicht zu, wie z. B. in der Regel bei Fußgängerbrücken und auch bei vielen Straßenbrücken, so empfiehlt es sich, nach der Formel

$$n = \frac{E}{P \cdot h} \sqrt{\frac{12 \cdot J_1 \cdot J_2}{a \cdot h}} \cdot \frac{1}{\sqrt{1 + 1,5 \cdot \frac{b}{h} \cdot \frac{J_2}{J_3}}}$$

zu rechnen.

Hier treten als neue Größen der Hauptträgerabstand b und das mittlere Trägheitsmoment J_3 des Querträgers hinzu.

Erfreulicherweise ist gerade in letzter Zeit die Berechnung der Sicherung der oberen Gurtungen oben offener Brücken der Gegenstand eingehender Untersuchungen gewesen. So hat Müller-Breslau im vierten Abschnitt der zweiten Abteilung des Bandes II seiner «Graphischen Statik der Baukonstruktionen» die «Sicherung der oberen Gurtung einer Trogbrücke durch biegungsfeste Halbrahmen» eingehend erörtert. Auch Prof. H. Kayser hat im Jahrgang 1909 des Zentralblattes der Bauverwaltung in Nr. 6 u. 52 zwei beachtenswerte Beiträge zur «Knicksicherheit der Druckgurte offener Brücken» geliefert. Schließlich hat auch Dr. H. Zimmermann in seinem kürzlich erschienenen Buche: «Die Knickfestigkeit der Druckgurte offener Brücken» gezeigt, wie die genaue Berechnung der Quersteifigkeit der offenen Brücken durchgeführt werden kann.

D. Größe der senkrechten Zusatzbelastung für die Hauptträger infolge des Winddruckes und der Fliehkraft und Verteilung dieser Kräfte auf die einzelnen Verbände.

1. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. In der Ebene der Ober- und Untergurte ist je ein Windverband angeordnet (Abb. 812).

Der Winddruck W_T auf den Träger wird je zur Hälfte von den beiden Windverbänden aufgenommen. Alle oberhalb des oberen Windverbandes wirkenden wagerechten Kräfte belasten diesen allein und geben für den im Windschatten liegenden Hauptträger eine senkrechte Zusatzbelastung $= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$ und für den anderen Hauptträger eine ebenso große Entlastung. W_v bedeutet den Winddruck auf die Fahrzeuge und W_F den Winddruck auf die Fahrbahn.

2. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. Nur in der Ebene der Obergurte ist ein Windverband vorgesehen. Die Untergurtnotenpunkte sind durch Querversteifungen im Dreieckverband an diesem angeschlossen (Abb. 813).

Der obere Windverband muß in diesem Falle sämtliche wagerechten Kräfte aufnehmen. Die senkrechte Zusatzbelastung des im Windschatten liegenden Trägers und die Entlastung des anderen Trägers ist

$$= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F - W_T \cdot \frac{h}{2}}{b}$$

3. Fall. Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern. Nur in der Ebene der Untergurte ist ein Windverband angeordnet. Die

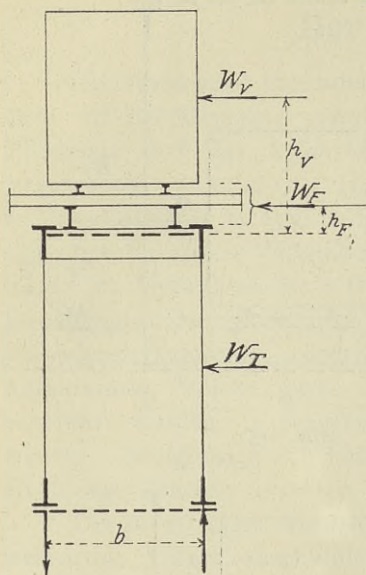


Abb. 812.

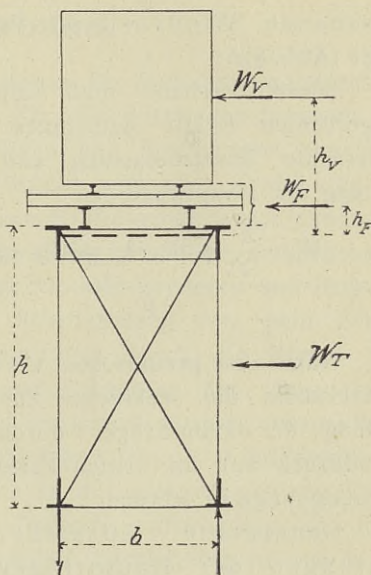


Abb. 813.

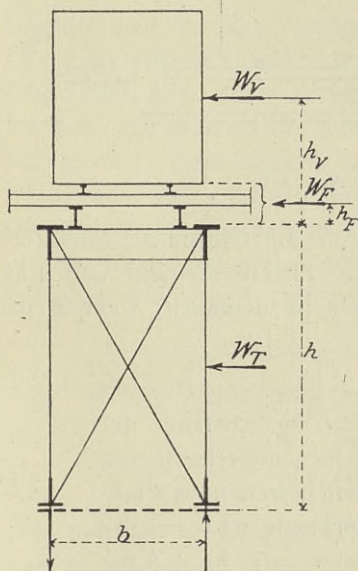


Abb. 814.

oberen Gurtungen sind durch Querversteifungen gegen den unteren Verband festgelegt (Abb. 814).

Der untere Windverband wird von sämtlichen wagerechten Kräften belastet. Die senkrechte Zusatzbelastung für den im Windschatten liegenden Träger, die ebenso groß wie die Entlastung des anderen Trägers ist, beträgt in diesem Falle

$$= \frac{W_v \cdot (h_v + h) + W_F \cdot (h_F + h) + W_T \cdot \frac{h}{2}}{b}$$

4 Fall. Die Fahrbahn liegt unten zwischen den Hauptträgern. Sowohl in der Ebene der Obergurte als auch der Untergurte ist je ein Windverband angeordnet (Abb. 815).

Der obere Windverband nimmt $\frac{W_T}{2}$, der untere $\frac{W_T}{2} + W_v + W_F$ auf. Die senkrechte Zusatzbelastung des im Windschatten gelegenen Trägers und die Entlastung des anderen Trägers ist

$$= \frac{W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$$

5. Fall. Die Fahrbahn ist wie im vierten Fall angeordnet. Die oberen Gurtungen sind durch steife Halbrahmen gegen den in der Ebene der Untergurtungen vorgesehenen Windverband festgelegt (Abb. 816).

Dieser Verband muß sämtliche wagerechten Kräfte aufnehmen. Die senkrechte Zusatzbelastung und Entlastung der Hauptträger ist

$$= \frac{W_T \cdot \frac{h}{2} + W_v \cdot h_v + W_F \cdot h_F}{b}$$

Nach den preußischen Vorschriften braucht die senkrechte Zusatzbelastung der Hauptträger durch den Winddruck nur im dritten Falle berücksichtigt zu werden.

Senkrechte Zusatzbelastungen der Hauptträger durch die Fliehkraft.

Bei der Errechnung der Zusatzbelastungen der Hauptträger durch die Fliehkraft ist zu berücksichtigen, daß infolge der Überhöhung der äußeren Schiene die Resultante aus Gewicht und Fliehkraft eines bewegten Fahrzeuges in der Höhe der Schienenoberkante durch die Gleismitte hindurchgeht (vergleiche auch Seite 46). Die senkrechte Zusatzbelastung und Entlastung durch die Fliehkraft für die Hauptträger ist demnach, wenn F die Fliehkraft bedeutet:

im ersten	}	$= \frac{F \cdot 2 \cdot h_F}{b}$	(Der Abstand der Schienenoberkante von dem betreffenden Windverban-
und			
zweiten Falle			derbeide
im dritten Falle	}	$= \frac{F \cdot (2 \cdot h_F + h)}{b}$	verban-
im vierten			
und			de
fünften Falle		$= \frac{F \cdot 2 \cdot h_F}{b}$	setzt.)

Die Fliehkraft selbst wird von dem der Fahrbahn zunächst liegenden Windverban-

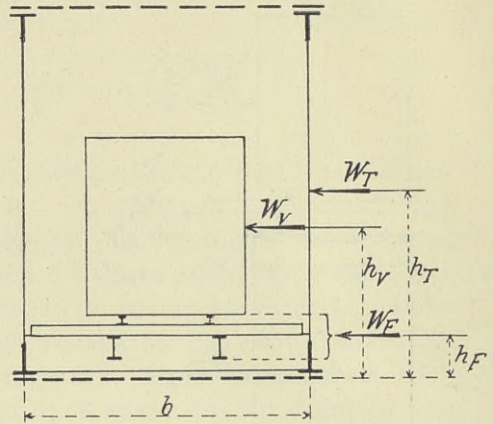


Abb. 815.

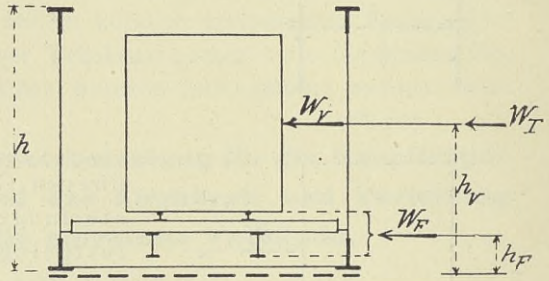


Abb. 816.

Abschnitt XI.

Der Bremsverband.

Die vorstehend behandelten Verbände dienen der Aufnahme wagerechter, quer zur Brückenachse gerichteter Kräfte. Für die durch das Bremsen der Fahrzeuge und das Anfahren der Lokomotiven und Motorwagen erzeugten wagerechten, parallel zur Längsachse der Brücke wirkenden Kräfte sind besondere Verbände in dem Falle nötig, daß diese Kräfte große Werte annehmen und ohne besondere Verbände eine ungünstige Inanspruchnahme der Fahrbahnträger zu befürchten ist. Dieser Fall liegt für alle breiteren und längeren Eisenbahnbrücken ohne zusammenhängende Fahrbahntafel vor. Beim Fehlen besonderer Verbände würden hier die Querträger durch die Brems- und Anfahrkräfte, welche durch die Schienen und Schwellen den Längsträgern zugeführt werden, in wagerechter Richtung stark auf Biegung beansprucht werden. Zweigleisige Brücken wird man wohl schon von 15 m Stützweite an, eingleisige Brücken erst von 25 m Stützweite an mit Bremsträgern ausrüsten.

Die Bremsträger werden als wagerecht liegende, vollwandige oder facherwerkartige Träger ausgebildet. Letztere werden zweckmäßig in den Windverband derart eingeschaltet, daß man die Windverbanddiagonalen zugleich als Glieder des Bremsverbandes benutzt. An dem Bremsverband, der mit den Hauptträgern in feste Verbindung zu bringen ist, werden die Fahrbahnlängsträger fest angeschlossen. Der Bremsverband kann an den beiden Enden eines Überbaues oder auch an Stellen, die zwischen den Enden liegen, angeordnet werden. Die Bremskräfte müssen mit Ausnahme derer, die an einem unmittelbar an den festen Lagern liegenden Bremsträger angreifen, durch die Hauptträger den festen Lagern und durch diese dem Widerlager zugeführt werden. Dies geschieht unmittelbar durch den Ober- oder Untergurt, falls die Fahrbahn in der Nähe des einen oder des anderen liegt. Ist jedoch die Fahrbahn zwischen Ober- und Untergurt angeordnet, so müssen besondere Glieder in

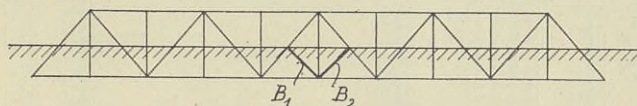


Abb. 817.

den Hauptträger eingeschaltet werden, welche die Bremskräfte ohne ungünstige Inanspruchnahme in die Hauptträger leiten. Dies ist

z. B. bei dem in der Abb. 817 dargestellten Überbau durch die beiden Stäbe B_1 und B_2 geschehen. Über die gegenseitige Beeinflussung der Hauptträger und Fahrbahnträger ist auf S. 270 und über die Mittel zur Beseitigung oder Milderung dieses Einflusses ist auf S. 271, 287 u. 288 nachzulesen.

Sieht man an jedem Ende eines Überbaues einen Bremsverband vor, und ist die Fahrbahn nirgends unterbrochen (Abb. 818), so sind die Längsträger gezwungen, die Formänderungen der Hauptträger fast vollständig mitzumachen, und erhalten samt ihren Anschlüssen erhebliche Zusatzkräfte; allerdings werden bei dieser Anordnung die Querträger gänzlich von wagerechten Kräften entlastet.

In dem Falle, daß die Fahrbahn in der Nähe der gezogenen Gurtung liegt, werden die Längsträgeranschlüsse hierbei stark auf Zug beansprucht. Dies ist ein Nachteil, der schwerer wiegt als der Vorteil, daß die Querträger in wagerechter Richtung nicht auf Biegung beansprucht werden. Es ist also in diesem Falle nicht zweckmäßig, an den beiden Enden je einen Bremsträger anzuordnen. Sieht man

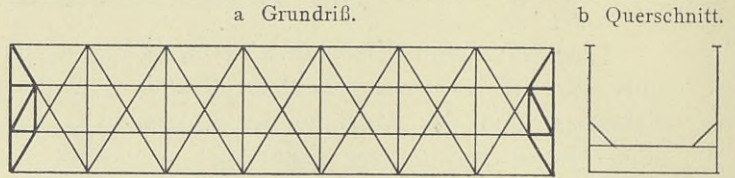


Abb. 818.

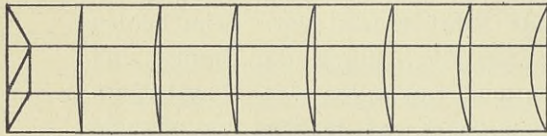


Abb. 819.

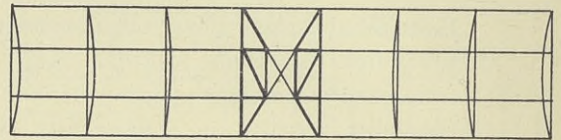


Abb. 820.

nur an einem Ende einen Bremsträger vor (Abb. 819), so werden die am anderen Ende liegenden Querträger bei Formänderungen der Hauptträger in wagerechter Richtung stark auf Biegung beansprucht und durchgebogen. Die Längsträger und ihre Anschlüsse werden auch in diesem Falle infolge der wagerechten Biegefestigkeit der Querträger nicht unerheblich auf Zug beansprucht. Die

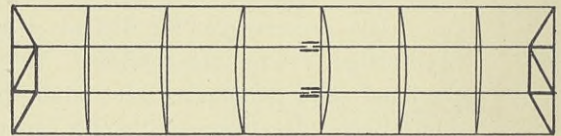
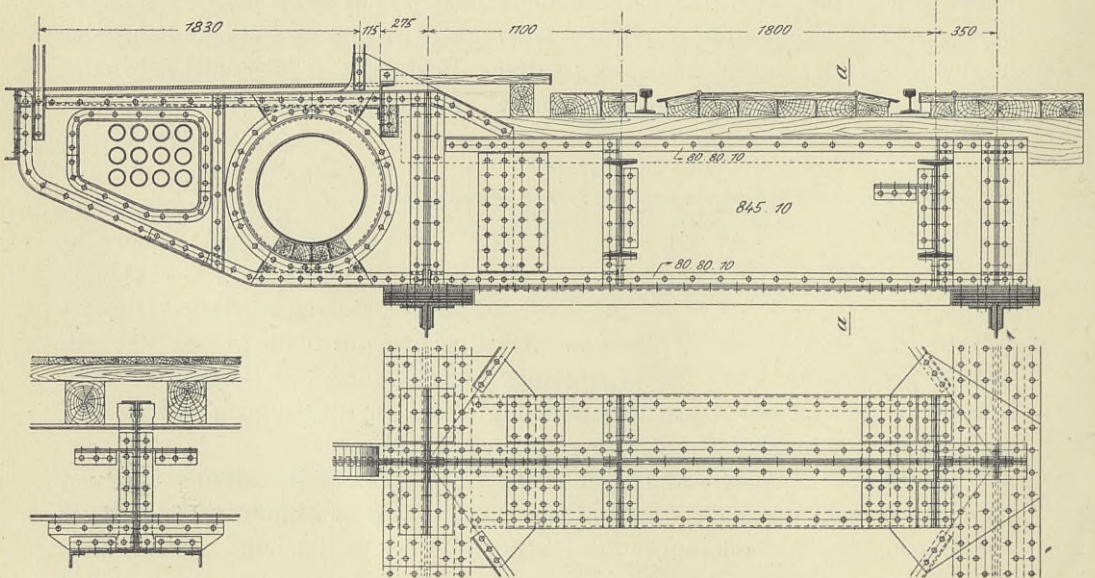


Abb. 821.

Mittelster Querträger.

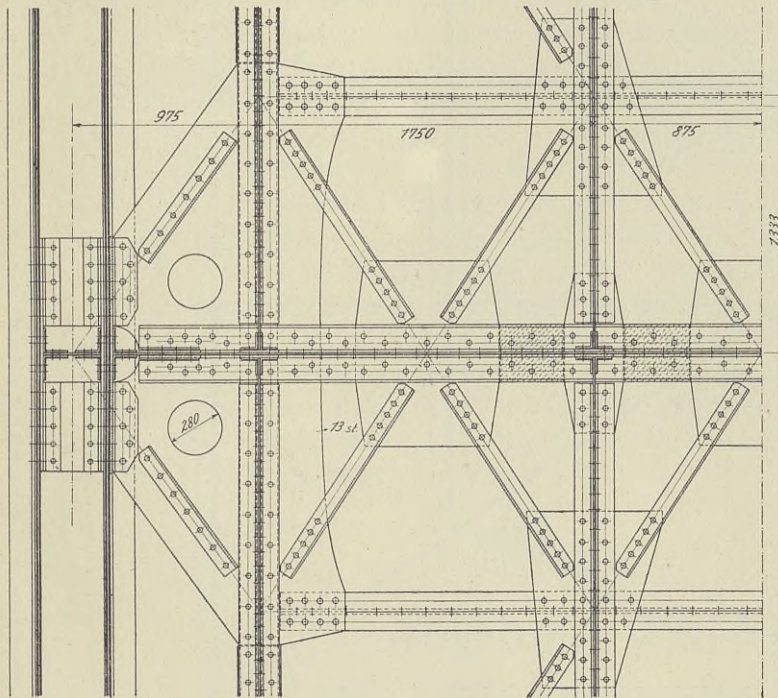
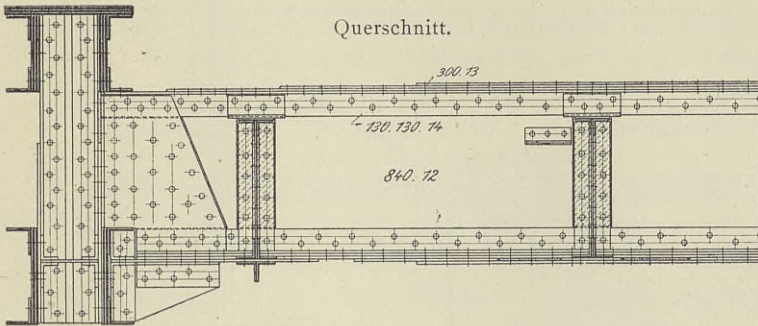


Schnitt a-a.

Grundriß des Bremsträgers.

Abb. 822.

Beanspruchungen der Längs- und Querträger werden bedeutend herabgemindert, wenn man den Bremsverband in der Mitte des Überbaues anordnet (Abb. 820). Dasselbe kann man dadurch erreichen, daß man bei Anordnung je eines



Grundriß des Bremsverbandes.

Abb. 823.

Längs- und Querträger, wenn man die Bremsträger in die Mitte zwischen Brückenende und Fahrbahnunterbrechung legt. Es kann aber, wie bei der Beschreibung der Besonderheiten des Fahrbahnträgergerippes bei Bogenträgern mit tiefliegender Fahrbahn auf S. 320 erwähnt ist, erwünscht sein, an den Brückenenden keine Bewegungen in der Fahrbahn zu erhalten. In diesem Falle ist die Anordnung der Bremsträger an den Brückenenden vorzuziehen.

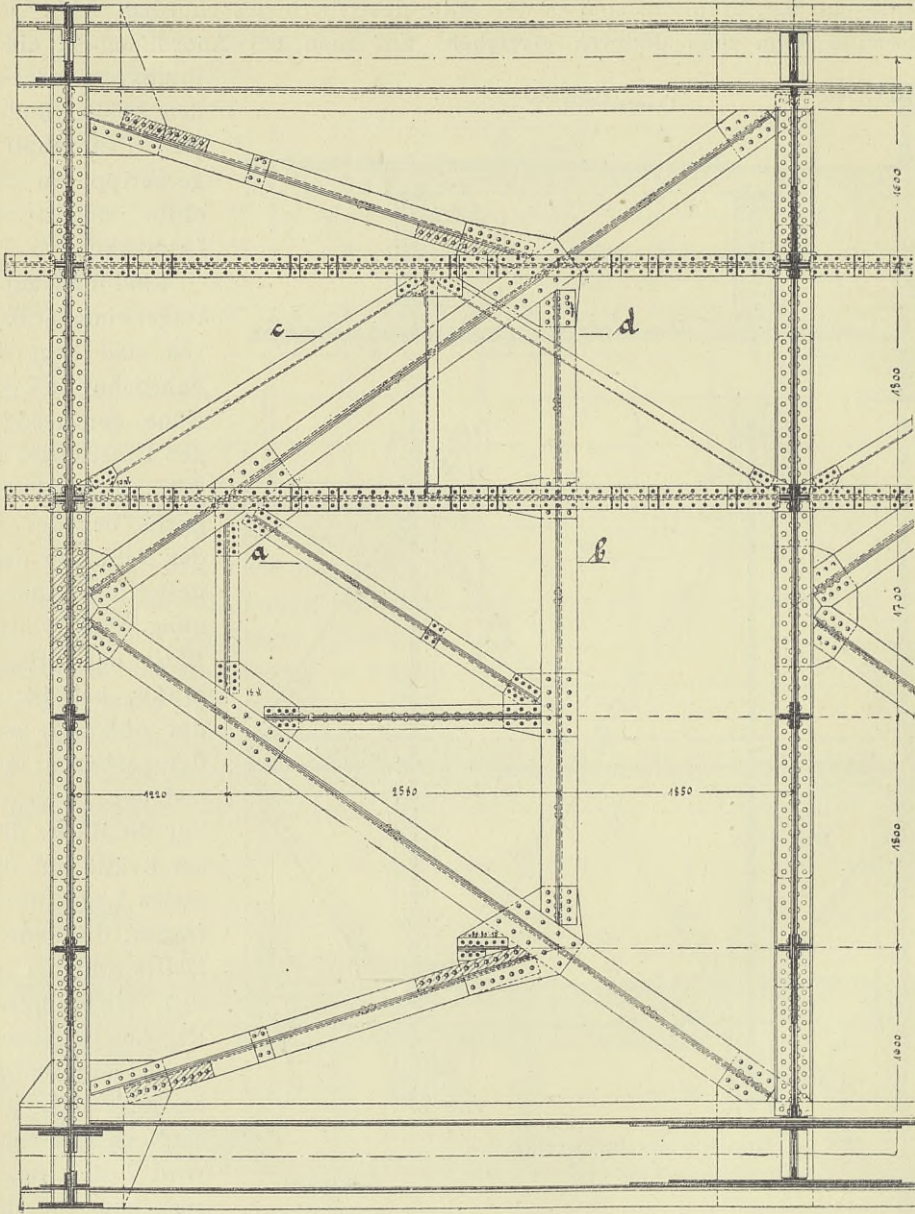
Hiernach kann unter Abwägung der einzelnen Vorteile und Nachteile empfohlen werden, bei Brücken mittlerer Stützweite, die keine Fahrbahnunterbrechung erfordern, den Bremsträger in der Mitte anzuordnen und nur in

Bremsverbandes an den beiden Enden das Fahrbahnträgergerippe in der Mitte unterbricht (Abb. 821).

Sind die Hauptträger einfache Balken, und liegt die Fahrbahn in der Nähe der gezogenen Untergurte, so müssen die Untergurte bei der in der Abb. 820 dargestellten Anordnung den vollen Wert der Bremskräfte, bei der in der Abb. 821 wiedergegebenen Anordnung dagegen nur die Hälfte dieser Kräfte auf die festen Lager übertragen; die andere Hälfte gibt der an den festen Lagern liegende Bremsverband unmittelbar an diese ab.

Noch günstiger wird die Beanspruchung der

a Grundriß.



b Schnitt a-b.

c Schnitt c-d.

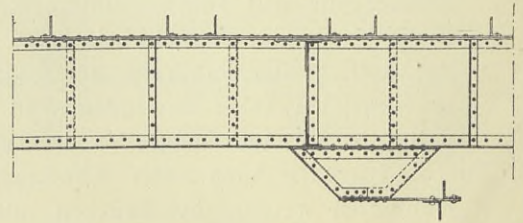
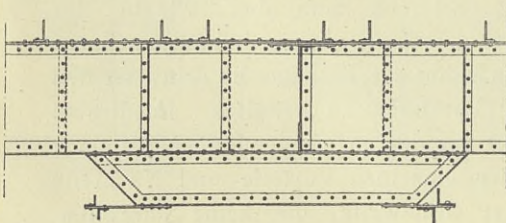


Abb. 824.

dem Falle, daß an den Brückenenden Bewegungen in der Fahrbahn vermieden werden sollen, das Fahrbahnträgergerippe in der Mitte zu unterbrechen und an jedem Ende der Brücke einen Bremsträger vorzusehen und bei Brücken größerer Stützweite, die Fahrbahnunterbrechungen erfordern, in der Mitte jedes unterbrochenen Fahrbahntheiles einen Bremsträger einzubauen.

Über die Größe der Bremskräfte und Anfahrwiderstände ist auf S. 45 schon die Rede gewesen. Dort befindet sich insofern eine Ungenauigkeit, als vergessen ist, zu erwähnen, daß der Anfahrwiderstand natürlich nur $=\frac{1}{7}$ des Gewichtes aller Triebachsen sein kann.

Einen vollwandigen Bremsträger zeigt die Abb. 822. Er besteht aus Stegblech und zwei Winkeleisen und ist unter dem mittelsten Querträger auf den Scheitel eines vollwandigen Bogenträgers (vergl. Abb. 659 auf S. 305 und die dort gegebene Erläuterung) genietet. Die Verbindung der Längsträger mit dem Bremsträger ist aus dem Schnitt *a—a* zu ersehen.

Die fachwerkartige Ausbildung der Bremsträger stößt in der Regel auf keine Schwierigkeiten; unter Benutzung der Windverbanddiagonalen oder auch ohne diese läßt sich leicht ein starres Fachwerk einschalten. In der Abb. 823 ist ein fachwerkartiger, in den Windverband eingeschalteter Bremsverband dargestellt. Er gehört zu dem auf der Seite 388 beschriebenen Bogenzwickelträger. Seine Lage ist aus dem Grundriß (Abb. 792) zu ersehen. Er ist im Scheitel fest an dem Bogenuntergurt angeschlossen. Ein etwas anders gestalteter, in einen **K**-förmigen Windverband eingeschalteter Bremsverband eines größeren einfachen Balkenträgers zeigt die Abb. 824. In der oberen Hälfte der Abb. 824a sind die Längsträger mit ihrem wagerechten Verband eingezeichnet, in der unteren Hälfte aber der Deutlichkeit halber fortgelassen worden. Der Bremsverband liegt hier tiefer als die Unterkante der Längsträger. Sie mußten daher durch eine besondere Konstruktion mit diesem in Verbindung gebracht werden (Abb. 824b und c).

Abschnitt XII.

Die Lager und Gelenke.

A. Die Lager.

1. Allgemeines.

Die Lager haben die Übertragung sämtlicher senkrechter und wagerechten Kräfte, welche den eisernen Überbau belasten, auf die Widerlager und Pfeiler zu vermitteln.

Sie müssen daher dem Mauerwerk solche Auflagerflächen darbieten, daß dieses nicht über das zulässige Maß beansprucht wird, und Vorkehrungen besitzen, durch die die wagerechten Kräfte einwandfrei an die Widerlager und Pfeiler abgegeben werden können. Da das Bruchstein- und Ziegelmauerwerk und auch der Beton nur mäßige Beanspruchungen vertragen, so werden in der

Regel zwischen den Auflagerkörper und das Mauerwerk Auflagerquader aus Granit oder Sandstein eingeschaltet, deren hohe Festigkeit gestattet, die Längen- und Breitenabmessungen des Auflagerkörpers in mäßigen Grenzen zu halten. Die Kanalbaudirektion in Essen hat neuerdings bei vielen ihrer Brücken besondere Auflagerquader dadurch erspart, daß sie die Lagerkörper unmittelbar auf eisenbewehrten Beton sehr guter Mischung gesetzt hat.

Die Lager aller Balken- und Gelenkbogenbrücken, auch der Hängebrücken sind den Rechnungsannahmen und dem tatsächlichen Verhalten entsprechend so anzuordnen, daß Drehungen um die Auflagerpunkte, namentlich in den Ebenen der Hauptträger, möglich sind.

Die beweglichen Lager der Balkenbrücken müssen ferner den von ihnen gestützten Hauptträgerpunkten gestatten, sich gegen die festen Auflager um das Maß zu bewegen, das der durch die Belastung und die größte Wärmeschwankung erzeugten Formänderung entspricht.

Schließlich ist bei der Ausbildung der Auflager darauf Rücksicht zu nehmen, daß die Lagerung auch Dehnungen des eisernen Überbaues senkrecht zur Brückenachse gestattet und für die wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte nicht vielfach statisch unbestimmt wird.

Man unterscheidet:

1. Feste Auflager (im Grundriß durch einen Kreis dargestellt, Abb. 825).
2. Allseitig bewegliche Auflager (im Grundriß durch einen Kreis und vier Pfeile kenntlich gemacht, Abb. 826).
3. In einer Richtung bewegliche Auflager (im Grundriß durch einen Kreis und zwei Pfeile, welche die Bewegungsrichtung angeben, veranschaulicht, Abb. 827).

Für eine einfache Balkenbrücke empfiehlt sich z. B. die in Abb. 828 im Grundriß wiedergegebene Anordnung. Der Überbau kann in der Längsrichtung gegen die in dieser Richtung festliegenden Auflager 1 und 2, in der Querrichtung gegen die in dieser Richtung festliegenden Auflager 1 und 3 unbehindert den Formänderungen, denen er unterworfen ist, folgen. Für die wagerechten

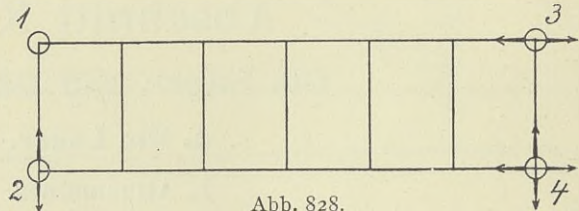


Abb. 828.

Seitenkräfte ist die Lagerung nur einfach statisch unbestimmt. Bei 1 entstehen in wagerechter Richtung zwei Auflagerkräfte, bei 2 und 3 je eine Auflagerkraft, während das Lager bei 4 nicht imstande ist, wagerechte Kräfte aufzunehmen. Will man die Lagerung für die wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte statisch bestimmt machen, so muß auch bei 3 oder 2 ein allseitig bewegliches Lager angeordnet werden. Die allseitig bewegliche Lagerung bei 3 ist aber deshalb nicht zu empfehlen, weil in diesem Falle ein bei 1 und 2

gelagerter Konsolträger entsteht, der durch die wagerechten Kräfte sehr ungünstig beansprucht wird.

Nach diesen einleitenden, allgemein gültigen Betrachtungen sollen nun die gebräuchlichsten Lageranordnungen besprochen werden.

2. Lager der Balkenbrücken.

a) Flächenlager.

Ein Flächenlager ist ein solches, bei dem sich der Hauptträger bzw. die mit dem Hauptträger fest verbundene obere Lagerplatte mit dem unteren Lagerkörper in einer Fläche berührt (Abb. 829 u. 830).

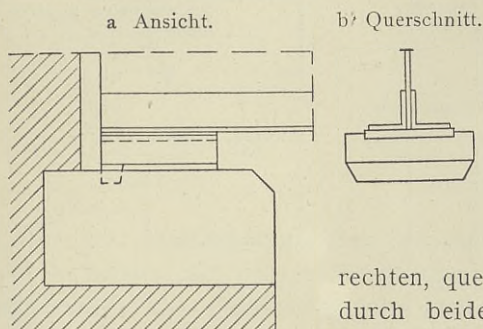


Abb. 829.

Das in der Längsrichtung der Brücke bewegliche Lager erhält die in der Abb. 829 veranschaulichte Ausbildung. Der Träger kann sich auf der unteren Lagerplatte in der Längsrichtung verschieben. Die wagerechten, quer zur Brücke wirkenden Kräfte werden durch beiderseitige Vorsprünge, gegen die der Träger sich legt, aufgenommen. Beim festen Lager muß der Träger auch in der Längsrichtung gegen

den unteren Lagerkörper festgelegt werden. Dies geschieht am einfachsten dadurch, daß man den seitlichen Vorsprüngen die in der Abb. 830 dargestellte Form gibt, in die hinein sich eine mit dem Hauptträger versenkt vernietete, im Grundriß sich mit den inneren Umrissen der Vorsprünge deckende Platte legt. Indem man dem eben besprochenen festen bzw. dem beweglichen Lager einen Spielraum zwischen dem Träger und den Vorsprüngen gibt, erzielt man Lager, die in der Querrichtung bzw. allseitig beweglich sind.

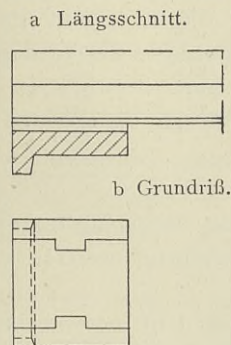


Abb. 830.

Die wagerechten, quer und längs der Brückenachse wirkenden Kräfte sind bestrebt, den unteren Lagerkörper auf dem Auflagerstein zu verschieben. Der Lagerkörper muß daher gegen den Auflagerstein durch geeignete Vorrichtungen festgelegt werden und wird zu diesem Zwecke an seiner unteren Seite entweder mit zwei kreuzförmig gestellten Rippen (Abb. 831) oder nur mit einer Rippe in der Mitte oder an der dem Widerlager zugekehrten Seite (Abb. 832 u. 833) versehen. Die Rippen greifen

in den Auflagerstein ein. An Stelle der Rippen werden oft an den vier Ecken nur einzelne Ansätze (Abb. 834) ausgeführt. Man hat auch den Lagerkörper an beiden Seiten mit halbkreisförmigen Einschnitten (Abb. 835) versehen, in die Dorne eingreifen, welche in dem Auflagerstein einzementiert werden.

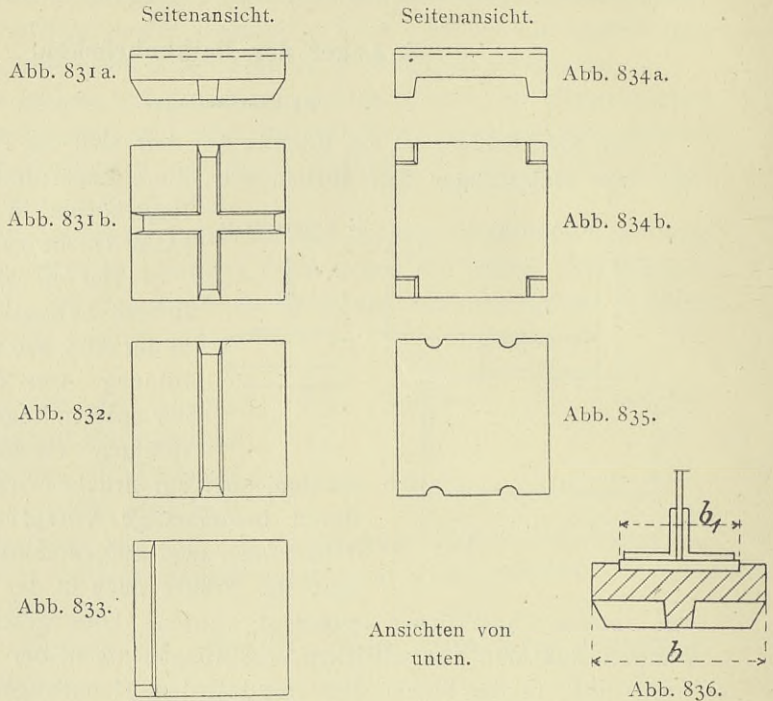
Berechnung und Abmessungen des Flächenlagers.

Die Berechnung beschränkt sich hier darauf, die Fläche zu bestimmen, bei der die Beanspruchung des Auflagersteines die zulässige Grenze nicht über-

steigt. Für die Breite b des Lagerkörpers wählt man nach Winkler = 1,25 bis 1,5 der Gurtbreite b_1 (Abb. 836). Die Länge ist dann so zu bestimmen, daß der Druck auf den Auflagerquader nicht zu groß wird. Die Stärke d ist nach Winkler = $40 + 0,9 l$ mm zu wählen. Hierin ist die Stützweite l in m zu messen

Die Rippen erhalten der einfachen Herstellung wegen trapezförmigen Querschnitt (Abb. 831). Ihre Höhe macht man in der Regel gleich ihrer oberen Breite, und zwar = 0,6 bis 0,8 der Stärke des Lagerkörpers.

Die Flächenlager sind deshalb nicht zweckmäßig, weil die Formänderung des belasteten



Trägers eine Drehung um die vorderste Auflagerkante und somit eine ungünstige einseitige Inanspruchnahme des Lagers verursacht, die im Verein mit den Stößen der Fahrzeuge schon in vielen Fällen zu einer baldigen Zerstörung des Lagersteines und Mauerwerkes Veranlassung gegeben hat. Die Flächenlager werden daher nur für Überbauten kleinster Stützweite angewendet.

b) Kipplager.

Die Kipplager werden so ausgebildet, daß die Drehung der Hauptträger sich über der Lagermitte vollzieht, die Lager also stets annähernd zentrisch belastet werden.

Je nachdem die Berührung des oberen Lagerteiles mit dem unteren in einer Linie, in einem Punkte, in einer Zylinderfläche oder einer Kugel­fläche stattfindet, unterscheidet man Linienkipplager (Abb. 837), Punkt­kipplager (Abb. 848), Zylinderzapfenkipplager (Abb. 838) und Kugel­zapfenkipplager (Abb. 839).

Die beiden letzteren erfordern besondere obere Lagerkörper, welche die Zapfen umfassen.

Die Punktkipplager und Kugelzapfenkipplager bieten gegenüber den Linienkipplagern und Zylinderzapfenkipplagern den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß die oberen Lagerkörper Drehungen senkrecht zur Brückenachse ausführen können, wozu das Bestreben infolge der Durchbiegungen der End-

querträger, die über den Lagern liegen und fest an den Hauptträgern angeschlossen sind, vorhanden ist. Auch werden sie durch die Windkräfte unterschieden günstiger beansprucht als die anderen Kipplager. Trotz ihrer schwierigen Herstellung sollten sie recht häufig ausgeführt werden. Die

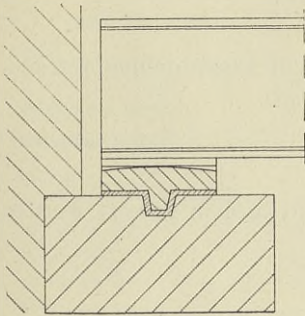


Abb. 837.

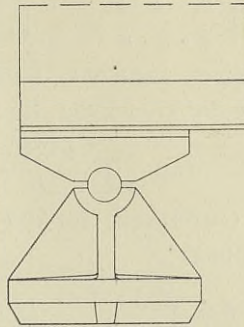


Abb. 838.

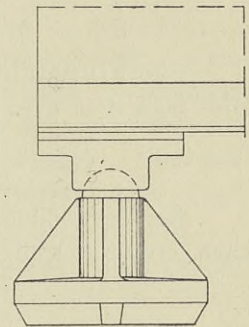


Abb. 839.

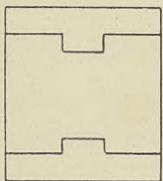
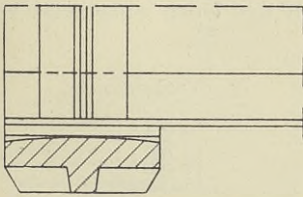
Linien- und Punktkipplager sind den Zapfenkipplagern deshalb überlegen, weil bei Drehungen der oberen Lagerkörper wälzende Reibung zu überwinden ist, während bei den Zapfenkipplagern gleitende Reibung auftritt.

Sowohl die festen als auch die beweglichen Lager aller Überbauten, deren Stützweite mehr als 6 m beträgt, sind als Kipplager auszuführen.

α) Die festen Lager.

Bei Stützweiten der Hauptträger bis zu etwa 25 m werden die festen Lager als Linienkipplager in der Weise ausgebildet, daß der mit dem Hauptträger fest verbundene Teil sich auf einen nach oben gewölbten Körper aus Gußeisen oder Flußstahlguß legt (Abb. 840). Im übrigen entspricht die Anordnung ganz der des festen Flächenlagers. Die mit dem Hauptträger versenkt vernietete, obere Auflagerplatte paßt genau zwischen die mit den Vorsprüngen versehenen Ansätze. Soll das Lager in der Querrichtung Beweglichkeit besitzen, so müssen zwischen den Ansätzen und der oberen Platte geringe Spielräume gelassen werden.

a Schnitt durch das Lager.



b Grundriß.



c Ansicht von vorn.

Abb. 840.

Die obere Platte ist in der Regel 2 bis 3 cm stark und besteht meist aus Flußeisen. Die Längen- und Breitenabmessungen des unteren Lagerkörpers werden ebenso wie beim Flächenlager bestimmt. Die Stärke δ in der Mitte ergibt sich aus der Betrachtung, daß der Druck auf die untere Fläche als gleichmäßig verteilt angesehen wird und daher für die Lagermitte ein Moment

$\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$ wirksam ist. Hierin bedeutet A den Auflagerdruck und l die Länge des Lagers (Abb. 841).

Für die Breite b errechnet sich die Stärke δ aus der Beziehung:

$$\sigma = \frac{M}{W} = \frac{\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4} \cdot 6}{b \cdot \delta^2}$$

$$\delta = \sqrt{\frac{6 \cdot A \cdot l}{8 \cdot b \cdot \sigma}} = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b \cdot \sigma}}$$

Für Flußstahlgußlager kann $\sigma = 1000$ kg/qcm angenommen werden. Mißt man A in t, so nimmt die Gleichung die Form an:

$$\delta = \frac{1}{2} \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b}}$$

Bei Verwendung von Gußeisen, für das $\sigma = 250$ kg/qcm gesetzt werden kann, ergibt sich die Beziehung:

$$\delta = \sqrt{\frac{3 \cdot A \cdot l}{b}} \quad (A \text{ in t}).$$

Anstatt durch die Vorsprünge (Abb. 840 b) wird die feste Verbindung des Überbaues mit den Lagern oft dadurch bewirkt, daß in die untere Lagerplatte

ein Dorn von 2 bis 3 cm Durchmesser eingeschraubt wird, der mit seinem Kopf in die obere Lagerplatte eingreift (Abb. 842). Der Kopf des Dornes muß die Form eines Zahnes erhalten, um die Drehung des Hauptträgers zu ermöglichen.

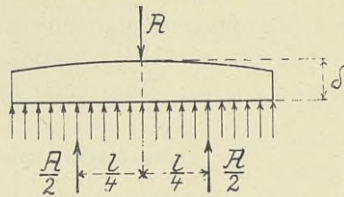


Abb. 841.

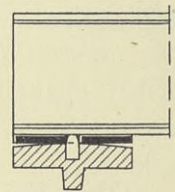
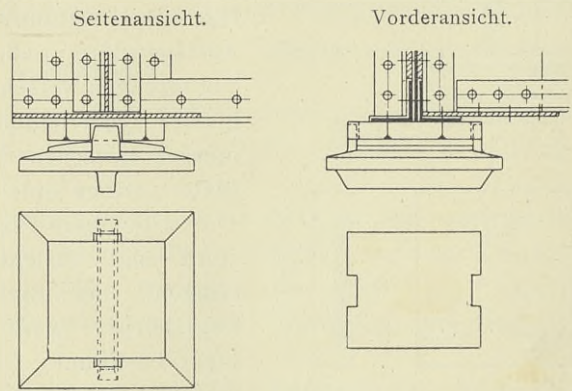


Abb. 842.

Gegen die Verwendung dieser Dorne spricht der Umstand, daß man nach dem Verlegen der Hauptträger nicht feststellen kann, ob der Dorn eingesetzt ist oder nicht.

Sehr zweckmäßig ist das in der Abb. 843 veranschaulichte Linienkipplager. Der Lagerkörper weist zu beiden Seiten zwei Zähne auf, die in entsprechende Ausschnitte der mit dem Hauptträger vernieteten flußeisernen Platte hineinfassen. Durch die Zähne werden sowohl die in der Längsrichtung als auch die in der Querrichtung der Brücke wirkenden wagerechten Kräfte aufgenommen.



Grundriß des Lagerkörpers.

Grundriß der oberen Platte.

Abb. 843.

Hinsichtlich der Festlegung des unteren Lagerkörpers gegen den Auflagerstein gilt das auf S. 407 Gesagte.

Für mittlere und große Brücken werden die unteren Lagerkörper nicht aus einem vollen Stück hergestellt, sondern als Rippenkörper ausgebildet. Alle vier Arten der Kipplager finden hier Verwendung; am gebräuchlichsten

b Querschnitt. a Seitenansicht u. Längsschnitt.

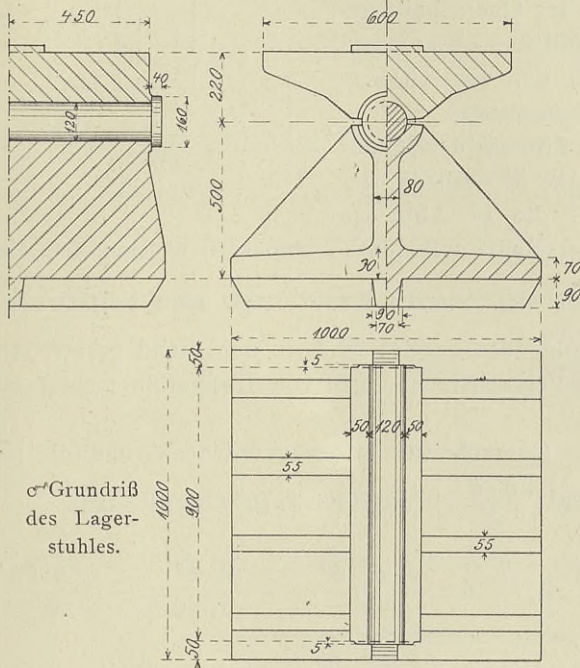


Abb. 844.

sind aber die Zylinderzapfenkipplager. In der Abb. 844 ist ein Zylinderzapfenkipplager einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Stützweite veranschaulicht. Der untere Lagerkörper, auch Lagerbock genannt, besteht aus Grundplatte, Steg und Rippen. Der Steg ist oben erweitert, um den Zapfen aufnehmen zu können. Der Zapfen erhält beiderseits Bunde, durch die die wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte vom oberen Lagerkörper an den Lagerbock abgegeben werden. Ihr Durchmesser wird ungefähr gleich dem 1,3-fachen des Zapfendurchmessers gewählt. Die Stärke der Bunde beträgt meist $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ des Zapfendurchmessers.

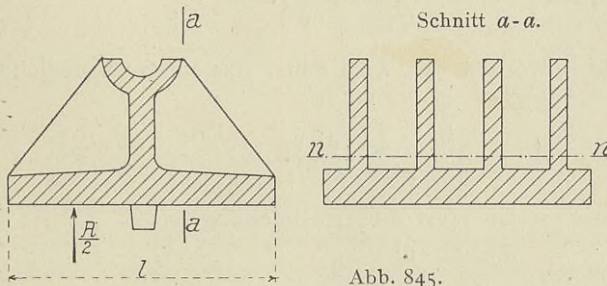


Abb. 845.

Der obere Lagerkörper, dessen Länge geringer als die des Lagerbockes gehalten werden kann, wird meist aus einem vollen Stück hergestellt. Die Stärke über dem Zapfen ergibt sich aus einer ähnlichen Betrachtung wie auf Seite 410 (vergl. Abb. 841). Die Verbindung des oberen Lagerkörpers mit dem Hauptträger erfolgt zweckmäßig nur dadurch, daß ein runder oder viereckiger, aus dem Körper hervorragender Zapfen von 2 bis 2,5 cm Höhe von der Lagerplatte umschlossen wird, welche mit dem Hauptträger versenkt vernietet ist. Die Längen- und Breitenabmessungen des Lagerbockes, die zweckmäßig gleich gewählt werden, müssen nach dem für den Auflagerquader als zulässig erachteten Druck bestimmt werden.

Die Höhe des Lagerbockes und die Stärke der Grundplatte und der Rippen sind so zu wählen, daß der neben dem Steg geführte Querschnitt $a-a$

(Abb. 845) von dem Moment $\frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$ nicht zu hoch beansprucht wird. Zum Nachweis der Beanspruchung ist es nötig, die Lage der Schwerachse und das Trägheitsmoment in Bezug auf diese Achse zu ermitteln. Ohne weiteren Anhalt werden im allgemeinen mehrere Versuchsrechnungen nötig sein, ehe ein passender Querschnitt gefunden wird. Um diese umständlichen Rechnungen zu vermeiden, empfiehlt es sich, den von Müller-Breslau angegebenen Weg einzuschlagen

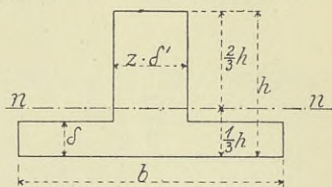


Abb. 846.

Denkt man sich die z -Rippen des Querschnittes $a-a$, welche die Stärke δ^1 besitzen, zusammengesoben, so entsteht die in Abb. 846 wiedergegebene Form. Der Querschnitt soll nun so bemessen werden, daß die Schwerachse im Abstand $\frac{h}{3}$ von der unteren Kante liegt, eine Festsetzung, durch welche man, wie im folgenden gezeigt wird, in den Stand gesetzt ist, die nötigen Abmessungen ohne Versuchsrechnungen von vornherein richtig zu ermitteln.

Das statische Moment des Querschnittes in Bezug auf die Grundlinie ist

$$1. \quad z \cdot \delta^1 \cdot h \cdot \frac{h}{2} + (b - z \cdot \delta^1) \frac{\delta \cdot \delta}{2} = \left\{ z \cdot \delta^1 \cdot h + (b - z \cdot \delta^1) \cdot \delta \right\} \frac{h}{3}$$

$$2. \quad (b - z \cdot \delta^1) \frac{\delta^2}{2} - (b - z \cdot \delta^1) \frac{h}{3} \cdot \delta = \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{3} - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{2} = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6}$$

$$\delta^2 - \frac{2}{3} \cdot h \cdot \delta = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{3(b - z \cdot \delta^1)}$$

$$3. \quad \delta = \frac{h}{3} \pm \sqrt{\frac{h^2}{9} - \frac{1}{3} \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{(b - z \cdot \delta^1)}}$$

δ soll nicht stärker als $\frac{h}{3}$ werden. Es wird daher das untere Vorzeichen gewählt:

$$\delta = \frac{h}{3} \left(1 - \sqrt{\frac{b - 4z \cdot \delta^1}{b - z \cdot \delta^1}} \right)$$

Die Bedingung für einen reellen Wert dieser Gleichung ist:

$$b \geq 4z \cdot \delta^1$$

$$\frac{b}{z \delta^1} \geq 4$$

Aus der Gleichung 2 folgt weiter:

$$(b - z \cdot \delta^1) \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6}$$

$$b \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) = - \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} + z \cdot \delta^1 \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right)$$

$$b \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} \right) = z \cdot \delta^1 \left(\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} - \frac{h^2}{6} \right)$$

$$\frac{b}{z \cdot \delta^1} = \frac{\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3} - \frac{h^2}{6}}{\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3}} = 1 - \frac{\frac{h^2}{6}}{\frac{\delta^2}{2} - \frac{h \cdot \delta}{3}}$$

$$4. \quad \frac{b}{z \cdot \delta^1} = 1 - \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2}{3 - 2\left(\frac{h}{\delta}\right)} = 1 + \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2}{2\left(\frac{h}{\delta}\right) - 3}$$

Das Trägheitsmoment des Querschnittes in Bezug auf die Schwerachse ist:

$$J = \frac{b \cdot \left(\frac{h}{3}\right)^3 - (b - z \cdot \delta^1) \left(\frac{h}{3} - \delta\right)^3 + z \cdot \delta^1 \cdot \left(\frac{2}{3}h\right)^3}{3}$$

Das auf die obere Kante bezogene Widerstandsmoment ist dann:

$$5. \quad W_0 = \frac{J}{\frac{2}{3}h} = \frac{z \cdot \delta^1 \cdot h^2}{6} \left[1 + \frac{\left(\frac{h}{\delta}\right)^2 - 3\left(\frac{h}{\delta}\right) + 3}{2\left(\frac{h}{\delta}\right)^2 - 3\left(\frac{h}{\delta}\right)} \right]$$

Nimmt man nun der Reihe nach für $\frac{h}{\delta}$ die Werte 3, 4, 5 und 6 an, so ergeben sich für $\frac{b}{z \cdot \delta^1}$ aus der Gleichung 4 und für W_0 aus der Gleichung 5 folgende Größen:

$\frac{h}{\delta}$	$\frac{b}{z \cdot \delta^1}$	W_0
3	4,0	$0,2222 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$
4	4,2	$0,2251 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$
5	4,6	$0,2286 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$
6	5,0	$0,2315 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$

Für $\frac{h}{\delta}$ sind die Werte zwischen 3 und 5 zu empfehlen; man erhält dann angemessene Größen für die Höhe h . Große Höhen sind zwar für die Druckverteilung der senkrechten Kräfte günstig, aber deshalb zu vermeiden, weil die wagerechten Kräfte hierbei sehr ungünstige Beanspruchungen der Auflagerquader hervorrufen können.

Beispiel.

Für einen Auflagerdruck von 480 t sollen die Abmessungen eines Lagerbockes aus Flußstahl ermittelt werden.

Bei einer quadratischen Grundplatte von 120 cm Seitenlänge beträgt der Druck auf den Auflagerquader $= \frac{480\ 000}{14\ 400} = \text{rd. } 33,3 \text{ kg/qcm}$. $\frac{h}{\delta}$ wähle man $= 5$. Aus der vorstehenden Zusammenstellung findet man zu $\frac{h}{\delta} = 5$ für $\frac{b}{z \cdot \delta^1}$ den Wert 4,6 und für W_0 den Wert $0,2286 \cdot z \cdot \delta^1 \cdot h^2$.

Aus der Beziehung: $W \cdot \sigma = M = \frac{A}{2} \cdot \frac{l}{4}$

$$0,2286 \cdot \frac{120}{4,6} \cdot h^2 \cdot \sigma = \frac{480 \cdot 120}{8}$$

ergibt sich für $\sigma = 1 \text{ t/qcm}$

$$h = \sqrt{\frac{480 \cdot 120 \cdot 4,6}{8 \cdot 0,2286 \cdot 120}} = \text{rd. } 35 \text{ cm.}$$

δ wird dann aus der Gleichung $\frac{h}{\delta} = 5$ zu 7 cm bestimmt. Schließlich bleibt noch die Stärke und Anzahl der Rippen zu errechnen. Man wähle

$$\delta^1 = \text{rd. } \frac{b}{20} = \frac{120}{20} = 6 \text{ cm.}$$

z erhält man dann aus der Beziehung

$$\frac{b}{z \cdot \delta^1} = 4,6$$

$$z = \frac{b}{\delta^1 \cdot 4,6} = \frac{120}{6 \cdot 4,6} > 4, \text{ aber } < 5.$$

Man nehme $z = 5$ und ändere hiernach δ^1 ab:

$$\delta^1 = \frac{120}{4,6 \cdot 5} = \text{rd. } 5,5 \text{ cm.}$$

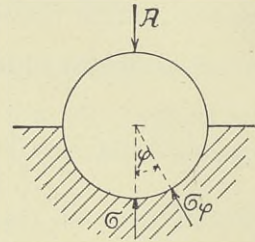


Abb. 847.

Besteht der Lagerbock aus Gußeisen, so ist für die Bestimmung der Abmessungen die auf der unteren Seite entstehende Zugbeanspruchung maßgebend. Das Widerstandsmoment in Bezug auf die untere Kante ist

$$W_u = 2 \cdot W_0.$$

Die Stärke der Grundplatte läßt man in der Regel von der Mitte nach den Seiten mit einer Neigung von $\frac{1}{20}$ abnehmen. Die Stärke des Steges wähle man $= \frac{h}{6}$ und lasse ihn mit einer Stärke $= \frac{2}{3}$ dieses Wertes um den Zapfen fassen.

Berechnung des Zylinderzapfens.

Bedeutet σ die Druckbeanspruchung im Scheitel des Zapfens, so ist nach Müller-Breslau die Annahme erlaubt, daß die unter dem Winkel φ gegen die Senkrechte geneigte, durch den Mittelpunkt des Zapfens gehende Spannung $\sigma_\varphi = \sigma \cdot \cos \varphi$ ist (Abb. 847). Es besteht dann die Gleichung:

$$A = \int \sigma_\varphi \cdot r \cdot d\varphi \cdot l \cdot \cos \varphi,$$

worin A den Auflagerdruck und l die Länge des Zapfens ausschließlich der Bunde bedeutet.

Nimmt man an, daß Zapfen und Lager sich beiderseits des Scheitels nur unter einem Winkel $\varphi = 45^\circ$ berühren, so erhält man die Beziehung:

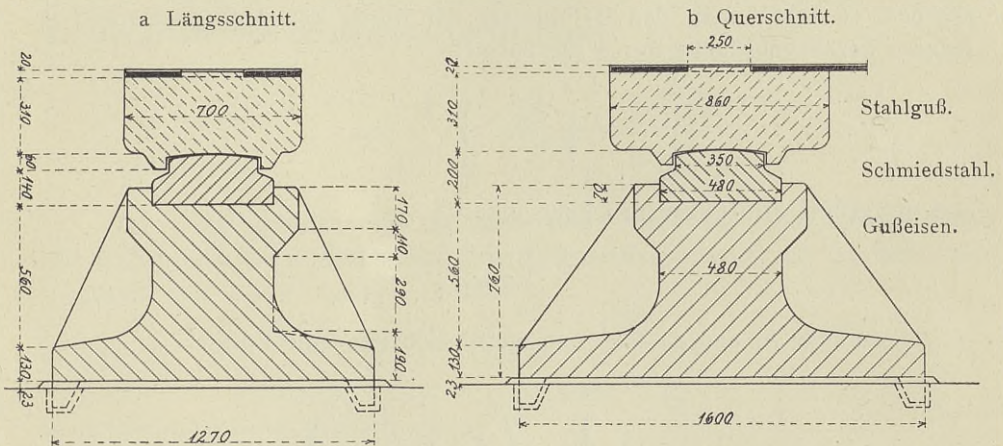
$$A = 2 \cdot \sigma \cdot r \cdot l \cdot \int_0^{45} \cos^2 \varphi \cdot d\varphi.$$

Hieraus wird für r die Formel abgeleitet:

$$r = \frac{0,8 \cdot A}{\sigma \cdot l}.$$

Für Stahlguß und Schmiedestahl ist σ im allgemeinen = 1 bzw. 1,2 t/qcm zu setzen. Für größere Auflagerdrucke kann man in Anbetracht des Umstandes, daß das Material des von allen Seiten umschlossenen Zapfens, namentlich an den stark beanspruchten Stellen, nicht ausweichen kann, unbedenklich Beanspruchungen von 1500 bis 1700 kg/qcm zulassen, um zu große Zapfendurchmesser zu vermeiden. Andererseits mache man den Durchmesser nicht unter 7 cm, da sich Zapfen von kleinerem Durchmesser schwer genau herstellen lassen.

In Abb. 848 ist ein Punktkipplager wiedergegeben, das dem Entwurf für die neue nördliche Eisenbahnbrücke in Cöln¹⁾ entstammt. Die Verbindung



c Grundriß.

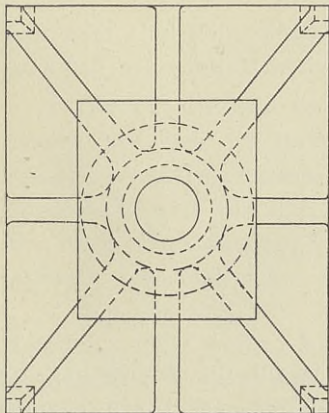


Abb. 848.

des Hauptträgers mit dem oberen Lagerkörper ist hier ebenso wie bei dem in der Abb. 844 dargestellten Lager durch einen runden Vorsprung im oberen Lagerkörper und einen entsprechenden Ausschnitt in der mit dem Gurt versenkt vernieteten Platte hergestellt. Der obere Lagerkörper umfaßt zur Sicherung gegen Verschiebungen durch wagerechte Kräfte den Kugelpapfen, der in den aus Gußeisen bestehenden Lagerstuhl eingelassen ist. Die Festlegung des letzteren gegen den Auflagerstein ist durch vier Ansätze an den Ecken erfolgt. Zur Berechnung dieses Lagers ist folgendes zu bemerken: Die Stärke des oberen, aus Flußstahlguß hergestellten Lagerkörpers ist ähnlich wie beim Zapfenkipplager zu berechnen.

Die Größe der unteren Fläche des Kugelpapfens, der aus Schmiedestahl besteht, ist nach der für Gußeisen zulässigen Druckbeanspruchung zu ermitteln. Die Höhe des Zapfens muß so groß sein, daß das aus der gleichmäßigen Druckverteilung herrührende Moment in der Mitte (vergl. Abb. 841) keine zu hohen Beanspruchungen hervorruft. Der obere Lagerkörper und der

¹⁾ Der Entwurf ist von der Gesellschaft Harkort aufgestellt worden.

Zapfen berühren sich im unbelasteten Zustande nur in einem Punkte. Eine einwandfreie Berechnung derartiger Lagerungen ist nur nach den Hertz'schen Formeln¹⁾ durchzuführen.

Bezeichnen r_1 und r_2 die beiden Halbmesser der beiden sich berührenden Kugelflächen, E_1 und E_2 die Elastizitätsmoduln, und sind e_1 und e_2 zwei Zahlen, die sich aus den Beziehungen:

$$\left. \begin{aligned} e_1 &= \frac{4}{E_1} (1 - \mu_1) (1 + \mu_1) \\ e_2 &= \frac{4}{E_2} (1 - \mu_2) (1 + \mu_2) \end{aligned} \right\} \begin{array}{l} \mu_1 \text{ und } \mu_2 = \text{Verhältnis der Quer-} \\ \text{zusammenziehung zur Längsdeh-} \\ \text{nung für gezogene Prismen} \end{array}$$

ergeben, so erhält man den Halbmesser der durch den Auflagerdruck A erzeugten Berührungsfläche durch die Formel

$$a = \sqrt[3]{\frac{3A}{16} \cdot \frac{e_1 + e_2}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}} \quad ^2)$$

und die größte Druckbeanspruchung unter A

$$\sigma = \frac{3A}{2\pi a^2}.$$

Setzt man μ_1 und $\mu_2 = \frac{1}{3}$, so ergibt sich für σ die Formel

$$\sigma = \frac{3}{2 \cdot \pi} \sqrt[3]{A \cdot \left(\frac{3}{2} \cdot \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}} \right)^2}.$$

Berührt sich eine ebene Fläche mit einer Kugel, so erhält man unter Beachtung von $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ den erforderlichen Halbmesser der Kugel aus der Gleichung

$$r = \frac{9}{8 \cdot \pi \cdot \sigma \cdot \left(\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2} \right)} \sqrt{\frac{6 \cdot A}{\pi \cdot \sigma}}.$$

Ist $E_1 = E_2 = E$, so geht die Gleichung über in

$$r = \frac{E}{4 \cdot \sigma} \sqrt{\frac{A}{\sigma}}.$$

An dieser Stelle sollen auch die von Hertz für die Berechnung von Lagern, bei denen sich zwei Zylinderflächen berühren, gegebenen Formeln eingeschaltet werden.

Berühren sich zwei Kreiszyylinder mit den Halbmessern r_1 und r_2 im spannungslosen Zustande in einer Linie, so erhält man die halbe Breite der

¹⁾ Vergl. Weyrauch: «Über die Berechnung der Brücken-Auflager». Zeitschrift des Architekten- und Ingenieur-Vereins zu Hannover 1894, S. 131 u. f.

²⁾ Die r sind positiv oder negativ zu rechnen, je nachdem die Mittelpunkte der Krümmungen im Innern der betreffenden Körper liegen oder nicht.

sich unter einem Auflagerdruck P für die Längeneinheit ausbildenden Berührungsfläche nach der Gleichung

$$\frac{b}{2} = \sqrt{\frac{P}{\pi} \cdot \frac{e_1 + e_2}{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}}$$

und die größte Druckbeanspruchung unmittelbar unter P aus der Gleichung

$$\sigma = \frac{2 \cdot P}{\pi \cdot \frac{b}{2}}$$

Für e_1, e_2, r_1 und r_2 gilt das oben Gesagte. Für $\mu_1 = \mu_2 = \frac{1}{3}$ erhält man für die größte Druckbeanspruchung die Formel

$$\sigma = \frac{3}{2} \cdot \sqrt{\frac{P}{2 \cdot \pi} \cdot \frac{\frac{1}{r_1} + \frac{1}{r_2}}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}}$$

Ist A der gesamte Auflagerdruck und l die Länge einer Zylinderfläche, die gegen eine Ebene drückt und den Halbmesser r besitzt, so ist, wenn man beachtet, daß $r_1 = r$ und $r_2 = \infty$ ist,

$$l \cdot r = \frac{9}{8 \cdot \pi \cdot \sigma^2} \cdot \frac{A}{\frac{1}{E_1} + \frac{1}{E_2}}$$

und bei gleichen Elastizitätsmoduln

$$l \cdot r = \frac{9}{16 \cdot \pi} \cdot \frac{E \cdot A}{\sigma^2} = 0,179 \cdot \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

$$\sigma = 0,42 \cdot \sqrt{\frac{E \cdot A}{l \cdot r}}$$

Die zulässigen Beanspruchungen für die Berührungsflächen solcher Lager, die sich im unbelasteten Zustande nur in einer Linie oder einem Punkte berühren, dürfen weit höhere Werte als die auf S. 37 angegebenen annehmen, weil für die gedrückten Teilchen keine Knickgefahr vorliegt und die stark beanspruchten Teilchen durch das benachbarte, weniger beanspruchte Material am Ausweichen gehindert werden.

Für den Fall, daß der in der Berührungsstelle wirkende Druck einwandfrei festgestellt werden kann, ein Fall, der bei den festen Lagern stets, bei den beweglichen Lagern dagegen nicht immer vorliegt, kann man als zulässige Grenze der Beanspruchung annehmen:

1. für Gußeisen 4 t/qcm
2. für Flußeisen 5 „
3. für Flußstahlguß 6,5 „

Die Formel

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

nimmt dann für die verschiedenen Eisensorten folgende Werte an:

1. Gußeisen:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{1000}{16} A = 11,2 \cdot A$$

oder

$$d \cdot l = 23 A. \quad (A \text{ in t, } d \text{ und } l \text{ in cm.})$$

2. Flußeisen:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{2150}{25} A = 15,4 \cdot A$$

oder

$$d \cdot l = 31 A. \quad (A \text{ in t, } d \text{ und } l \text{ in cm.})$$

3. Flußstahlguß:

$$l \cdot r = 0,179 \cdot \frac{2200}{42,25} A = 9,3 \cdot A$$

oder

$$d \cdot l = 19 A. \quad (A \text{ in t, } d \text{ und } l \text{ in cm.})$$

Ein Kugelpapfenkipplager, bei dem sich zwei Kugelflächen mit gleichen Halbmessern berühren, ist in Abb. 849 dargestellt. Die Berechnung des Zapfens gestaltet sich hier ganz entsprechend der des Kippzapfens (sich S. 414). Es wird wieder die Annahme gemacht $\sigma_c = \sigma \cdot \cos \varphi$ (vergl. Abb. 850).

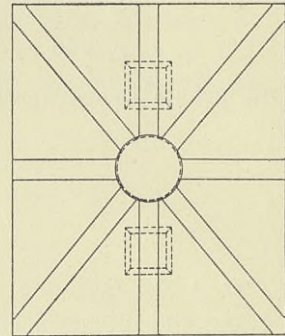
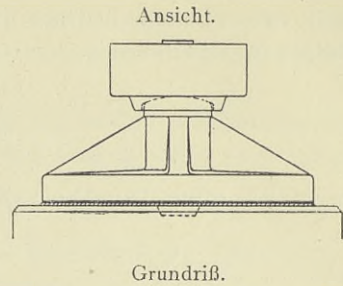
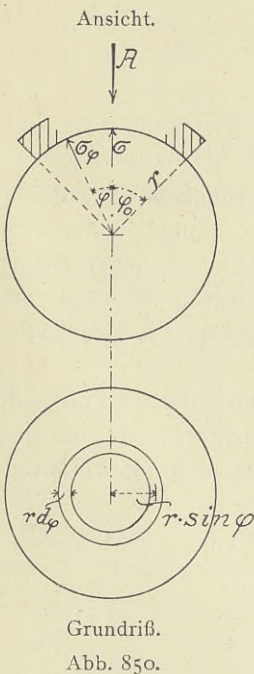


Abb. 849.



Grundriß.

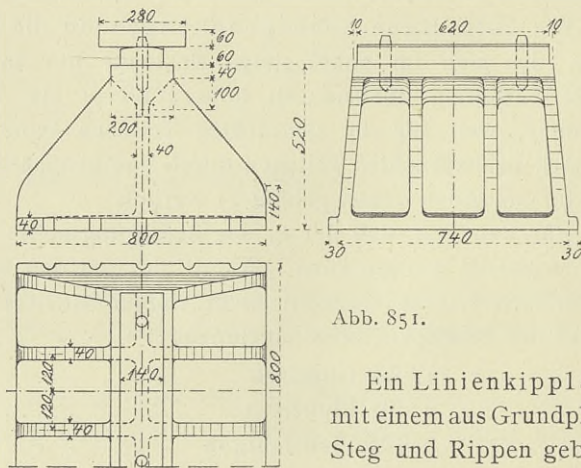
Abb. 850.

$$A = \int_0^{\varphi_0} \sigma \cdot \cos \varphi \cdot 2 \cdot r^2 \cdot \pi \cdot \sin \varphi \cdot d\varphi \cdot \cos \varphi$$

$$A = 2 \cdot \pi \cdot r^2 \cdot \sigma \cdot \frac{(1 - \cos^3 \varphi_0)}{3}$$

a Seitenansicht.

b Ansicht von vorn.



c Grundriß.

Abb. 851.

Ein Linienkipplager mit einem aus Grundplatte, Steg und Rippen gebildeten Lagerstuhl, wie es von den Bayerischen Staats-

bahnen verwendet wird, zeigt die Abb. 851. Der nach oben gewölbte, aus Schmiedestahl hergestellte Kippkörper, auf dem der Hauptträger mittels einer Stahlplatte

von 6 cm Stärke unmittelbar aufliegt, ruht auf dem Lagerstuhl, dessen Oberfläche genau gehobelt ist. Dorne, die den Kippkörper mit dem Lagerstuhl verbinden,

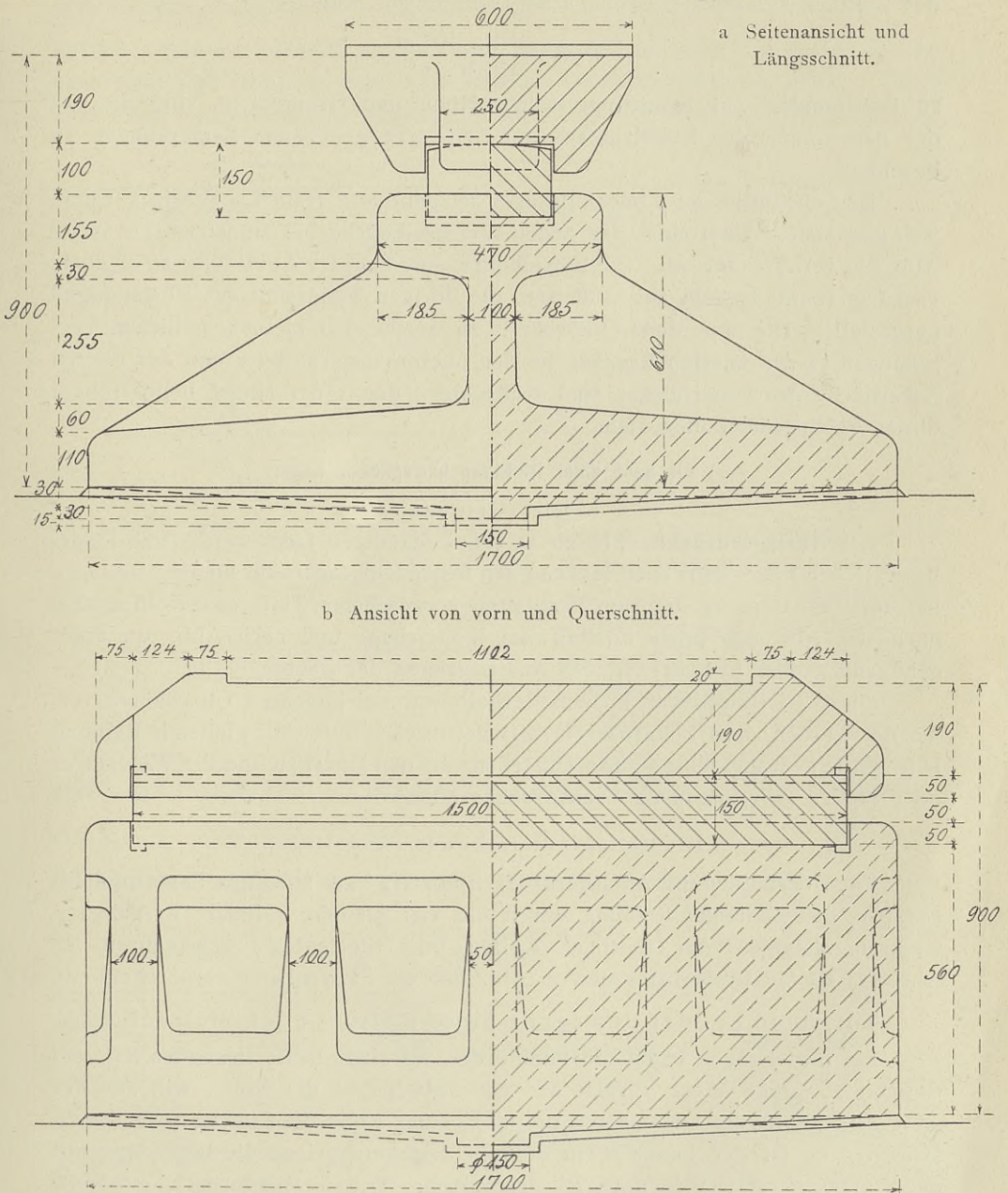


Abb. 852.

fassen zugleich in die mit dem Hauptträger fest verbundene Stahlplatte. Der Lagerstuhl hat an den Seiten der Grundplatte halbkreisförmige Aussparungen für die Dorne, die in dem Auflagerstein einzementiert werden und durch die die feste Verbindung zwischen Lagerstuhl und Lagerstein hergestellt wird.

Die Berechnung des Lagerstuhles hat nach den auf Seite 412 gegebenen Gesichtspunkten zu erfolgen. Der Halbmesser des gewölbten oberen Teiles des Stuhles ist nach der Hertzschen Formel auf Seite 417

$$l \cdot r = \frac{9}{16 \cdot \pi} \frac{E \cdot A}{\sigma^2}$$

zu bestimmen. Zur Ermittlung seiner Höhe und Grundfläche sind die bei der Berechnung des Kugelzapfens auf Seite 415 gegebenen Bemerkungen zu beachten.

Das ebenfalls als Linienkipplager ausgebildete feste Lager eines 130 m weit gespannten Überbaues der neuen Weichselbrücke bei Münsterwalde ist in Abb. 852 veranschaulicht. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung zu ersehen. Der Lagerstuhl besteht aus Gußeisen, die übrigen Teile sind aus Flußstahlguß hergestellt. Die aus dem Querschnitt zu ersehenden kleinen seitlichen Vertiefungen in der unteren Lagerfläche des oberen Lagerkörpers und der oberen Lagerfläche des Lagerbockes sind vorgesehen, damit der Hobel beim Hobeln dieser Flächen auslaufen kann.

β) Die nach einer Richtung beweglichen Lager.

1. Die Gleitlager.

Bei Auflagerdrucken bis zu 12 t aus ständiger Last werden die längsbeweglichen Lager ganz entsprechend den festen Kipplagern für kleinere Brücken, nur unter Fortlassung der zum Festhalten vorgesehenen Teile ausgebildet, also nach der Abb. 840 unter Fortfall der Vorsprünge und nach Abb. 843 unter genügend großer Erweiterung der Aussparungen der oberen Platte.

Diese Gleitkipplager können deshalb nur bei kleineren Überbauten verwendet werden, weil bei größeren Auflagerdrucken durch die gleitende Reibung beträchtliche wagerechte Kräfte entstehen, die den Überbau und die Widerlager oder Pfeiler sehr ungünstig beanspruchen können.

2. Die Rollen-, Stelzen- und Pendellager.

Für Überbauten mit Auflagerdrucken über 12 t aus ständiger Last empfiehlt es sich, die gleitende Reibung durch die viel kleinere rollende Reibung zu ersetzen, also statt der Gleitlager Rollen- oder Stelzenlager auszuführen. In Abb. 857 ist ein Rollenlager und in Abb. 866 ein Stelzenlager veranschaulicht.

Vorgänge bei der Bewegung eines Rollen- oder Stelzenlagers.

Bei Bewegungen legen die Punkte des auf einer Rolle liegenden Körpers doppelt so große Wege zurück wie der Mittelpunkt der Rolle, wie aus der Abb. 853 hervorgeht. Hat der Mittelpunkt einer Rolle die Strecke 1—2 durchschritten, so ist der Punkt B , in dem in der Anfangslage die Berührung mit der Unterlage stattfand, nach B^1 gekommen. Die Verbindungslinie von B^1 und 2 trifft den Kreis in A_u^1 , der neuen Lage des Punktes A_u , in dem die Rolle sich in der Anfangsstellung mit dem auf ihr ruhenden Körper berührte. Der Punkt A_0 hat die neue Lage A_0^1 eingenommen. $\overline{A_0 A_0^1}$ ist = $2 \cdot 12$. Bei geringen Bewegungen entfernen sich die Punkte, in denen oben und unten in der Anfangslage die Berührung stattfindet, wenig voneinander. Die Abb. 854 zeigt, daß die Rolle beiderseits parallel zum Durchmesser $B^1 A_u^1$ in einer Ent-

fernung von diesem begrenzt werden kann, die gleich der Projektion der auf dem Kreisbogen gemessenen Strecke $\frac{A_0 - A_0^1}{2}$ auf die Senkrechte zu $B^1 A_u^1$ ist, falls der auf ihr ruhende Körper sich höchstens um eine Strecke $= A_0 - A_0^1$ nach links und rechts bewegt, ohne daß ein Umfallen eintreten kann. Liegen zwei oder mehrere solcher abgeschnittenen Rollen (Stelzen) nebeneinander, so

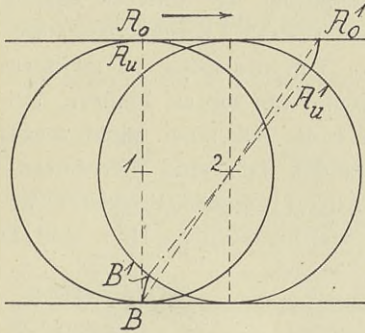


Abb. 853.

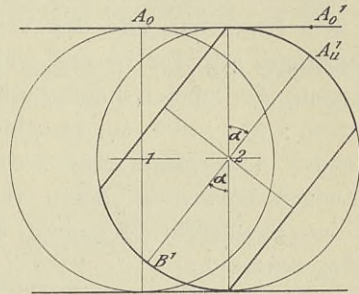


Abb. 854.

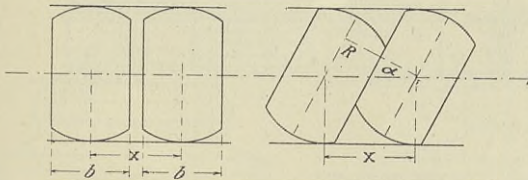


Abb. 855.

müssen ihre Mittelpunkte einen Mindestabstand x voneinander haben, der sich aus folgender Betrachtung ergibt. Die schräg gestellten Stelzen (Abb. 855) dürfen sich bei den größten Formänderungen des auf ihnen ruhenden Hauptträgers gerade erst berühren.

Fände die Berührung schon früher statt, so müßte der Hauptträger auf den Stelzen gleiten. Bewegt sich der Hauptträger um $A_0 - A_0^1$ nach rechts, so ist nach Abb. 854: $\frac{2\alpha \cdot 2r \pi}{360} = A_0 - A_0^1$. Hieraus ist α leicht zu berechnen. Der geringste Abstand x der Mittelpunkte ergibt sich dann aus der Beziehung

(Abb. 855):

$$x = b \sec \alpha.$$

a Seitenansicht und Längsschnitt.

b Ansicht von vorn und Querschnitt.

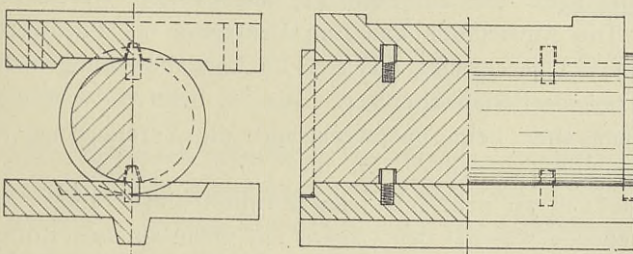


Abb. 856.

Rollenlager.

Bei Brücken kleinerer Stützweite führe man die beweglichen Lager als Einrollenlager aus, bei denen Kipp- und Bewegungsvorrichtung vereinigt ist, und die daher eine sehr geringe Höhe erfordern. In Abb. 856 ist ein derartiges Lager veranschaulicht. Die Rolle erhält beiderseits 2 bis 3 cm starke Bunde, die die Berührungsflächen des unteren und oberen Lagerkörpers in der Höhenrichtung um 2 bis 3 cm überragen. Diese Bunde dienen zur Führung der

Rolle in der Längsrichtung und zur Übertragung der wagerechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte auf die untere Lagerplatte. Man hat auch unter Fortlassung der Bunde die Rollen dadurch geführt, daß der untere und obere Lagerkörper beiderseits mit Führungsleisten versehen wurden. Diese Anordnung empfiehlt sich aber deshalb nicht, weil sich in der von den Leisten und der Lauffläche des unteren Lagerkörpers gebildeten Rinne leicht Schmutz und Wasser ansammelt. Bezüglich der Befestigung der unteren Lagerplatte auf dem Lagerstein und der Verbindung des oberen Lagerkörpers mit dem Hauptträger gilt das bereits früher Gesagte. Um die Rolle zu zwingen, der Bewegung der oberen Lagerplatte zu folgen, und um sie zu hindern, bei entlastetem Lager sich zu verschieben, wozu z. B. bei einer nicht wagerecht liegenden Lagerplatte das Bestreben vorhanden ist, sind besondere Vorrichtungen notwendig, deren verschiedene Ausführungsmöglichkeiten an den einzelnen aufgeführten Lagern beschrieben werden sollen. Hier sind Dorne in die untere Lagerplatte und auf

der oberen Seite in die Rolle eingeschraubt, die mit zahnartigen Köpfen in die Rolle bzw. in die obere Lagerplatte greifen. Es wäre falsch, die unteren Dorne auch in die Rolle zu schrauben und in Vertiefungen der unteren Lagerplatte eingreifen zu lassen, weil sich

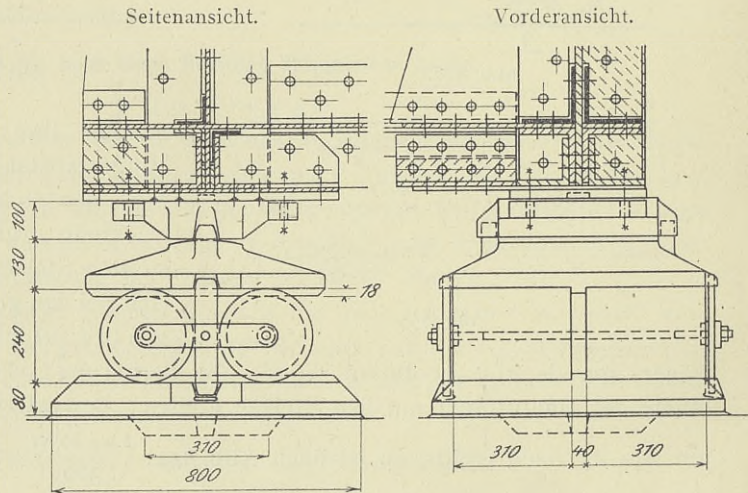


Abb. 857.

dann in den Löchern das Wasser ansammeln könnte. Die Berechnung des Durchmessers der Rolle ist nach den auf Seite 417 angegebenen Hertzschens Formeln durchzuführen. Die Anwendung des Einrollenlagers bei Fachwerkträgern ist durch den Umstand beschränkt, daß sich bei Längsbewegungen die Stützweite des Hauptträgers ändert (siehe Abb. 854). Dies ist beim vollwandigen Träger bedeutungslos, kann aber beim Fachwerkträger die Veranlassung zu beträchtlichen Nebenspannungen werden.

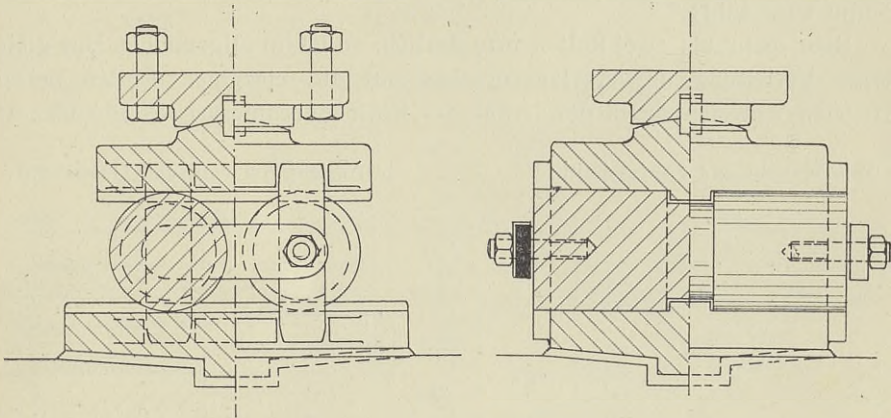
Bei Stützweiten von 25 m an geht man zum Zweirollenlager über. Bei einem solchen Lager ist ebenso wie bei den Lagern mit mehr als zwei Rollen eine besondere Kippvorrichtung erforderlich, die nach denselben Grundsätzen wie bei den festen Lagern ausgebildet wird.

So zeigt die Abb. 857 ein Zweirollenlager, dessen obere Teile dem in der Abb. 843 dargestellten Lager ganz ähnlich sind. Die Rolle wird durch eine in ihrer Mitte befindliche Rille und zwei aus den Lagerteilen hervorstehende Leisten geführt. Hier werden auch die Windkräfte übertragen.

Beide Rollen müssen in einem bestimmten Abstand voneinander gehalten werden, erstens, damit sie nicht gegenseitig in Berührung kommen, wodurch bei der Bewegung an der Berührungsstelle eine gleitende Reibung auftreten würde, zweitens, damit der Abstand nicht größer wird als der, für den die Berechnung des auf den Rollen ruhenden Lagerkörpers durchgeführt ist. Dies ist im vorliegenden Falle dadurch erreicht worden, daß die Rollen beiderseits durch je ein Flacheisen verbunden sind, die lose auf in den Rollen befestigte Stiftschrauben geschraubt sind. An diesen Verbindungsflacheisen greift je ein

a Seitenansicht und Längsschnitt.

b Ansicht von vorn und Querschnitt.

Grundriß der
oberen Kipplatte.Grundriß der
unteren Kipplatte.

d Aufsicht auf die Rollen.

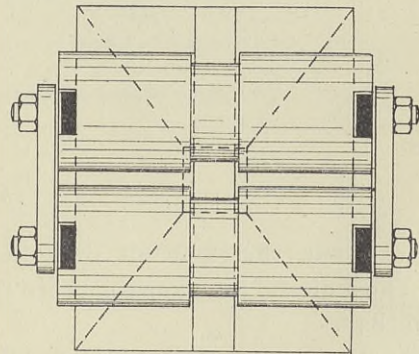
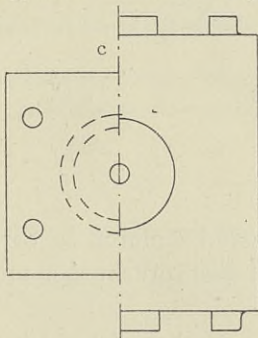


Abb. 858.

oben und unten zahnförmig auslaufendes stärkeres Flacheisen an, das zwischen entsprechende Vorsprünge des unteren und oberen Lagerkörpers eingreift und die Rollen zwingt, den Bewegungen des Überbaues zu folgen und sie an unbeabsichtigten Verschiebungen hindert.

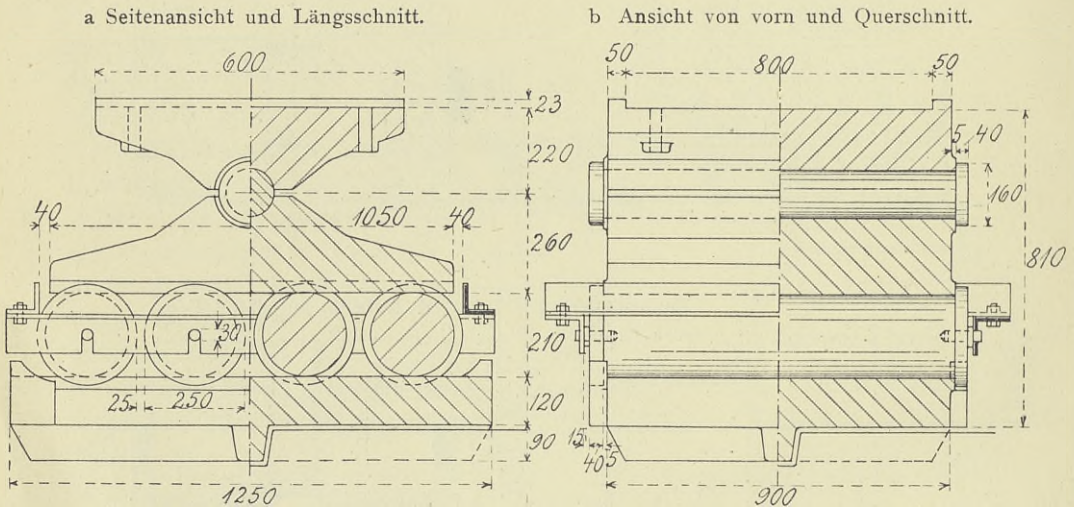
Der auf jede der Rollen entfallende Druck kann genau festgestellt werden, daher sind auch für die Berührungsstellen der Rollen die auf Seite 417 angegebenen hohen Beanspruchungen zulässig. Es gelten also auch hier die auf der Seite 418 stehenden Formeln, nur mit der Änderung, daß an Stelle von $d \cdot l$ $2 \cdot d \cdot l$ gesetzt werden muß. Die Dicke der Lagerplatten ist so zu wählen,

daß die in ihnen herrschenden Biegungsbeanspruchungen das zulässige Maß nicht überschreiten.

Ein nach ähnlichen Grundsätzen ausgebildetes Zweirollenlager zeigt die Abbildung 858. Die beiderseitige Verbindung der beiden Rollen durch ein wagerechtes Flacheisen könnte hier wohl entbehrt werden, da die zahnförmigen senkrechten Flacheisen allein schon die zwangsläufige Führung und den gegenseitigen Abstand der Rollen gewährleisten. Der obere Teil des Lagers ist ein Kugelkipplager. Der untere und obere Kippkörper sind durch einen Dorn gegeneinander festgelegt.

Die Durchmesser der Rollen werden im allgemeinen nicht größer als 400 mm ausgeführt.

Sind mehr als zwei Rollen erforderlich, so ist im allgemeinen eine gleichmäßige Verteilung des Auflagerdruckes auf die einzelnen Rollen bei der geringsten Abweichung in der Größe der Rollendurchmesser voneinander aus-



— Abb. 859.

geschlossen. Es empfiehlt sich, diesen Umstand dadurch zu berücksichtigen, daß man die auf S. 417 angegebenen zulässigen Beanspruchungen um je 0,5 t/qcm ermäßigt.

Bezeichnet n die Anzahl der Rollen, so ergeben sich folgende Formeln:

$$1. \text{ Gußeisen: } n \cdot d \cdot l = 29 A,$$

$$2. \text{ Flußeisen: } n \cdot d \cdot l = 38 A,$$

$$3. \text{ Flußstahlguß: } n \cdot d \cdot l = 22 A.$$

Ein Vierrollenlager einer zweigleisigen Eisenbahnbrücke von 70 m Stützweite zeigt die Abb. 859. Der den Abstand der Rollen untereinander festlegende Rahmen ist hier abnehmbar eingerichtet worden, eine Anordnung, die sehr zu empfehlen ist, um das Lager gut reinigen zu können. Größere unbeabsichtigte Verschiebungen der Rollen werden durch Vorsprünge an den Seitenflächen, an denen die Rollenbunde laufen, verhindert. Diese Ansätze dürfen auf keinen Fall als Abschluß der Laufflächen selbst angebracht werden, weil sie ein

genaues Abhobeln dieser Flächen unmöglich machen würden. Zweckmäßiger sind fraglos die bei der Beschreibung der Abb. 857 u. 858 geschilderten Vorkehrungen zur Verhinderung unbeabsichtigter Bewegungen.

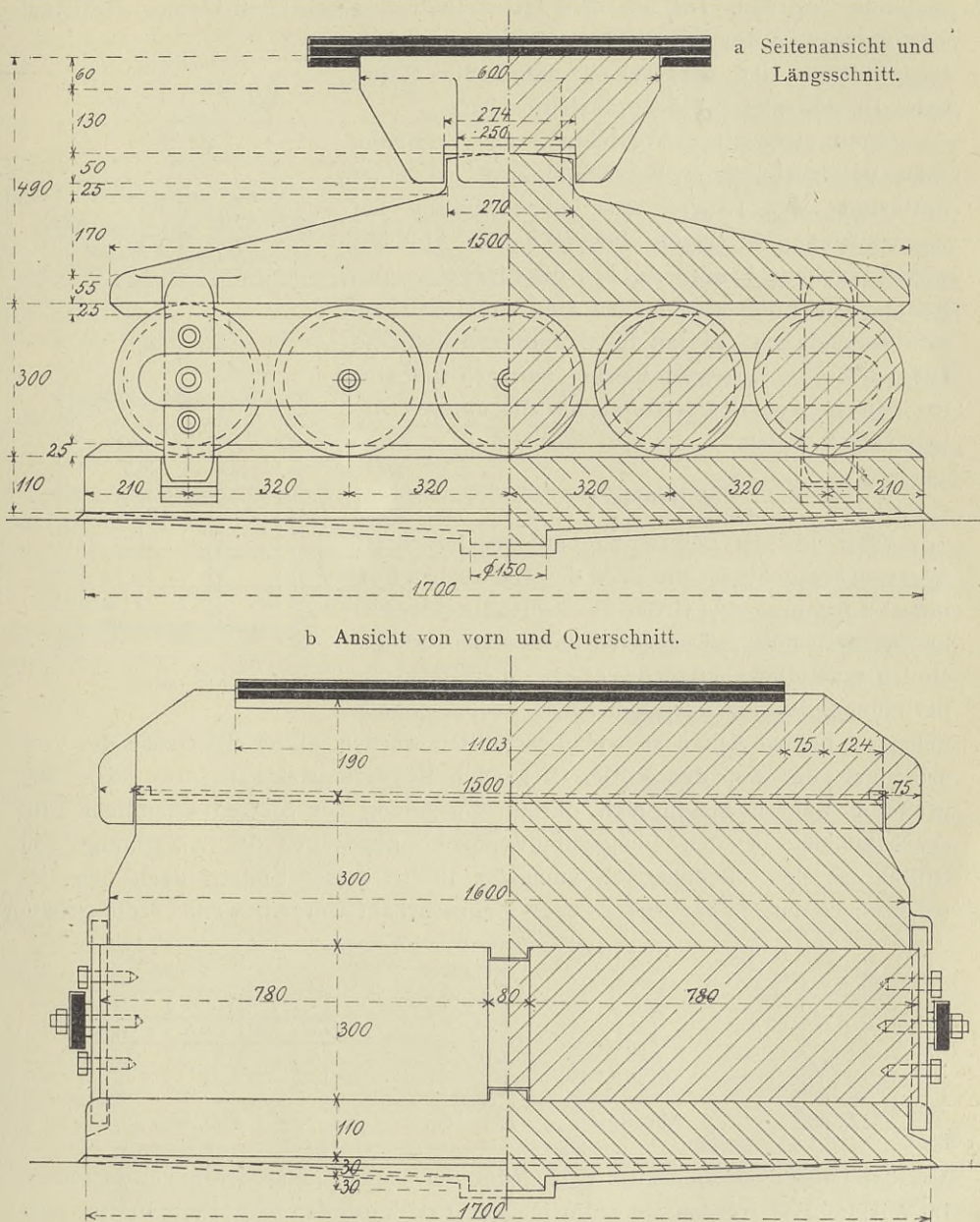


Abb. 860.

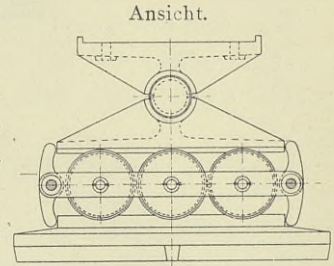
In Abb. 860 ist das bewegliche Lager eines 130 m weit gespannten Überbaues der neuen Wechselbrücke bei Münsterwalde zur Darstellung gebracht. Die Rollen haben zur Führung und Übertragung der Windkräfte eine mittlere Rille erhalten und sind zur Wahrung des Abstandes untereinander durch ein Flacheisen

verbunden. Mit den äußersten Rollen sind beiderseits oben und unten zahnförmig auslaufende, 3 cm starke Eisenstäbe verschraubt, durch welche die zwangsläufige Bewegung des Rollensatzes bedingt ist und unbeabsichtigte Verschiebungen verhindert werden. Die aus dem Querschnitt zu ersehenden kleinen seitlichen Vertiefungen in der unteren Lagerfläche des oberen Lagerkörpers sind vorgesehen, damit der Hobel beim Hobeln dieser Fläche auslaufen kann.

Eine eigenartige Vorrichtung zur Verhinderung unbeabsichtigter Verschiebungen bei einer Entlastung des Lagers und zur Sicherung der zwangsläufigen Bewegung besitzt das in Abb. 861 wiedergegebene Lager. An den die Flacheisen des Rahmens verbindenden Bolzen sind drehbare Segmente angebracht, die an der Grundplatte und dem auf den Rollen liegenden Körper anliegen und sich bei Bewegungen des letzteren um die unteren Anlagpunkte drehen.

Stelzenlager.

Wie aus der Betrachtung auf den Seiten 416 u. 417 hervorgeht, ist die nach den Hertz'schen Formeln zu bestimmende Größe der Rollendurchmesser nur deshalb nötig, damit sich an den Berührungstellen der Rollen genügend große Berührungsflächen bei einer Belastung ausbilden. Die Rollen können daher an beiden Seiten so weit beschnitten werden, als es die Größe der Verschiebung des auf den Rollen liegenden Körpers gestattet (Abb. 862). Bei größeren Lagern lassen sich durch Anwendung der Stelzen erhebliche Einschränkungen in den Längenabmessungen gegenüber der Anordnung von Rollen erzielen. Rechnerisch kann die Breite dieser Stelzen nach den Betrachtungen auf S. 421 auf $2 \cdot \frac{1}{2} \Delta$ eingeschränkt werden, wenn Δ die größte



Grundriß.

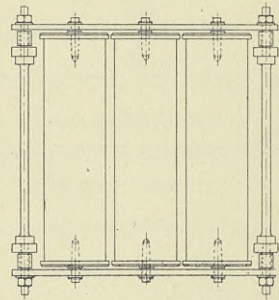


Abb. 861.

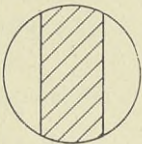


Abb. 862.



Abb. 863.



Abb. 864.

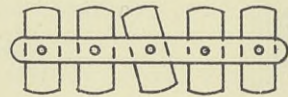


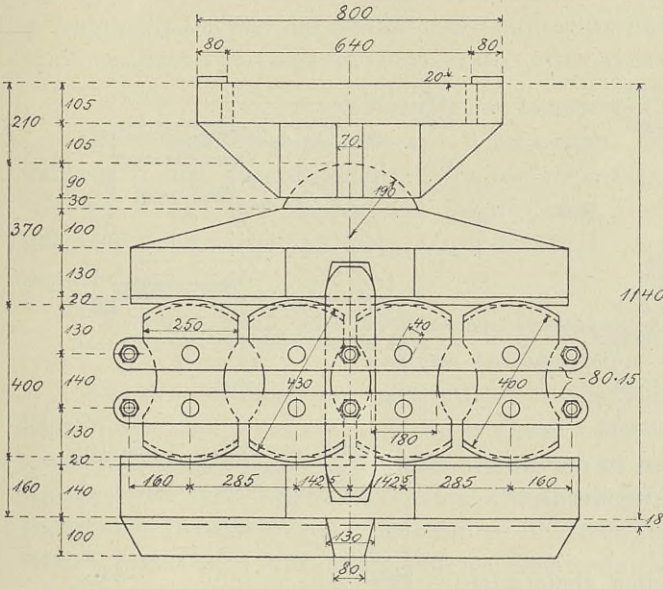
Abb. 865.

Verschiebung des Überbaues nach jeder der beiden Längsrichtungen bedeutet. In Wirklichkeit werden sie natürlich zur Erhöhung der Sicherheit breiter ausgeführt.

Die Stelzen kommen nach den beiden in den Abb. 863 u. 864 dargestellten Formen zur Ausführung. Hinsichtlich ihrer Führung und ihrer zwangsläufigen Bewegung gelten die für die Rollen gegebenen Regeln. Es genügt jedoch nicht, die Stelzen auf beiden Seiten wie die Rollen durch je ein Flacheisen zu verbinden, da es hierbei vorkommen könnte, daß eine oder auch mehrere Stelzen

nach erfolgter Drehung die Rückwärtsdrehung nicht mitmachen und so die Parallelstellung aller Stelzen verloren geht (Abb. 865). Es sind vielmehr zwei Rahmen vorzusehen.

a Seitenansicht.



b Ansicht von vorn und Querschnitt.

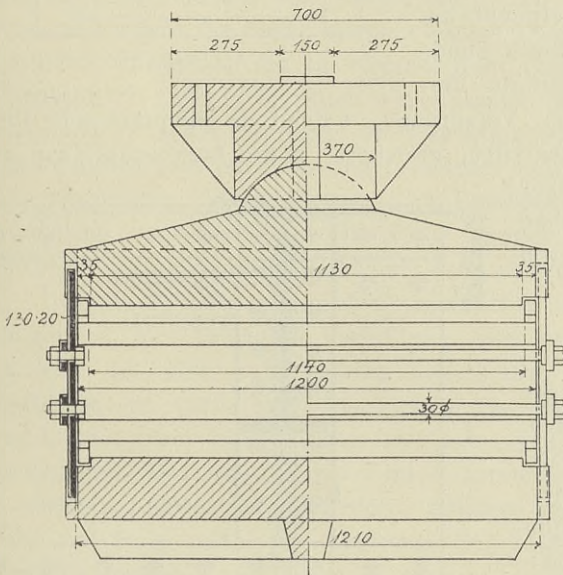


Abb. 866.

Die Abb. 866 zeigt eine zweckmäßige Ausbildung eines Stelzenlagers. Die Stelzen haben zu ihrer Führung Bunde und zur Sicherung des gegenseitigen Abstandes und zur Erhaltung der Parallelstellung zwei aus Flacheisen und Verbindungsbolzen gebildete Rahmen erhalten, mit denen auf jeder Seite ein oben und unten zahnförmig auslaufendes Flacheisen verschraubt ist, das die Sicherung gegen unbeabsichtigte Verschiebungen bildet und die zwangsläufige Bewegung des ganzen Stelzensatzes gewährleistet.

Sind, wie z. B. in Bergbaugebieten, größere Bewegungen der Brückenpfeiler

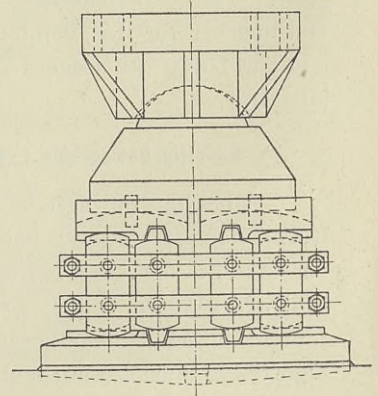


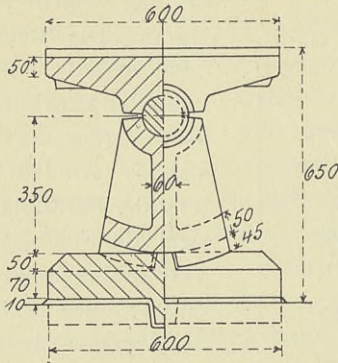
Abb. 867.

zu befürchten, so empfiehlt es sich, die Stelzen so eng aneinander zu legen, daß sie bald nach Überschreitung der infolge der Formänderung der Hauptträger möglichen größten Bewegungen zur Anlage aneinander kommen (Abb. 855).

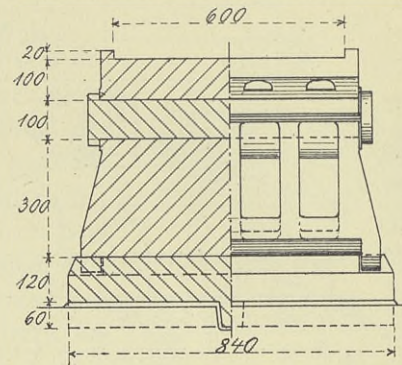
Hierdurch wird ein Umfallen der Pendel, das für den Bestand der Brücke von verhängnisvollen Folgen sein könnte, verhütet.

Die Abb. 867 veranschaulicht ein Vierstelzenlager, bei dem durch Einschaltung zweier weiterer Lagerkörper, von denen jeder auf je einem Stelzen-

a Seitenansicht und Längsschnitt.



b Ansicht von vorn und Querschnitt.



c Grundriß der unteren Lagerplatte.

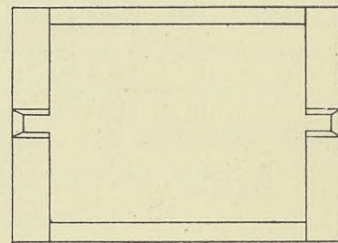


Abb. 868.

paar liegt, alle vier Stelzen in der Mittelstellung gleichmäßig belastet werden.

Pendellager.

Für mittlere Stützweiten eignet sich neben dem Zweirollenlager auch ein Pendellager nach Abb. 868. Der Kippzapfen liegt hierbei im Mittelpunkt des Pendels. Das Pendel wird durch Bunde geführt und gegen unbeabsichtigte Verschiebungen durch zahnförmige Vorsprünge, welche in entsprechende Aussparungen an den Bunden eingreifen, gesichert. Diese Lagerausbildung gestattet die Anwendung großer Halbmesser für das Pendel, ohne daß die Höhe des Lagers zu groß ausfällt.

7) Allseitig bewegliche Lager.

Allseitig bewegliche Lager lassen sich z. B. dadurch herstellen, daß man bei den längsbeweglichen Linienkipplagern oder Zylinderzapfenkipplagern den oberen Kipp lagerteilen durch Anordnung entsprechender Spielräume eine Bewegungsmöglichkeit in der Quer richtung gibt. Diese Art der doppelbeweglichen Lager eignet sich aber nur für kleinere Brücken,

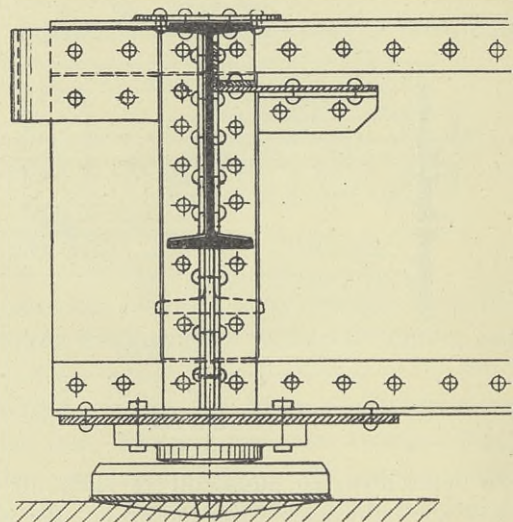


Abb. 869.

weil hierbei bei der Bewegung quer zur Brückenachse gleitende Reibung auftritt. Ebenso ist die in Abb. 869 dargestellte Anordnung allseitig beweglicher Lager, bei der eine Kugelfläche sich mit einer Ebene berührt, nur für kleinere Brücken anwendbar.

Für größere Brücken werden die allseitig beweglichen Lager derart ausgebildet, daß unter dem Rollen- oder Stelzensatz der längsbeweglichen Lager noch ein Satz von längsgestellten Rollen oder Stelzen angeordnet wird.

c) Material der Lagerkörper.

Die Lagerkörper werden aus Schmiedestahl, Flußstahlguß und Gußeisen hergestellt, und zwar diejenigen Teile, die einer weiteren Bearbeitung bedürfen, wie die Rollen und Zapfen aus Schmiedestahl, die anderen Teile aus Stahlguß und Gußeisen (vergl. S. 34). Der Stahlguß ist dem Gußeisen entschieden vorzuziehen.

d) Einschaltung einer Zwischenlage zwischen der unteren Lagerplatte und dem Auflagerstein.

Da der Auflagerstein, namentlich in den Vertiefungen, in welche die Rippen des Lagers eingreifen, nicht so genau bearbeitet werden kann, daß der Auflagerkörper überall gleichmäßig aufliegt, so empfiehlt es sich, zwischen Auflagerstein und Lagerkörper eine Zwischenlage einzuschalten, welche bei genügender Druckfestigkeit Unebenheiten im Stein und Lagerkörper ausgleicht. Hierzu eignet sich vor allen anderen Zementmörtel in der Mischung 1:1 bis 1:2. Bei kleineren Lagern wird der untere Lagerkörper so auf kleine hölzerne oder eiserne Keile gelegt, daß zwischen seiner Unterfläche und dem Stein ein Zwischenraum von 1 bis 2 cm bleibt. Man umgibt dann den Lagerkörper mit einem die Fugen abschließenden Damm aus Lehm und gießt durch eine kleine Öffnung, in die ein eisernes Rohr eingesetzt wird, den dünnflüssigen Zementmörtel unter Überdruck ein. Damit die Luft entweichen und der Zementmörtel in der Lagerfuge bis zum Erhärten unter Druck gehalten werden kann, empfiehlt es sich, an einer anderen Stelle im Lehmdamm ein zweites Rohr einzusetzen, in dem nach dem Entweichen der Luft der Zement dem Überdruck entsprechend in die Höhe steigen kann. Nach Erhärtung des Zementes werden der Lehm und die Keile entfernt.

Das Untergießen sehr großer Lagerflächen gelingt meist schlecht. Zweckmäßiger ist hier folgendes Verfahren. Man stelle innerhalb eines eisernen Rahmens, der eine dem unteren Lagerkörper genau entsprechende Fläche umschließt, ein Mörtelbett her, gleiche es genau ab, lasse es erhärten und setze hierauf unter Einschaltung einer 2 bis 3 mm starken Hartbleieinlage den Lagerkörper. Die Aussparungen im Lagerstein, die die Rippen und Ansätze am unteren Lagerkörper erfordern, müssen bei der Herstellung des Mörtelbettes mit Holz und beim Aufsetzen der Lagerkörper mit flüssigem Mörtel ausgefüllt werden.

e) Verankerungen.

α) Senkrechte Verankerungen.

Bei durchgehenden Balken (Abb. 870), Gerberträgern (Abb. 871) und anderen Trägerarten entstehen aufwärts gerichtete Auflagerkräfte, die durch

senkrechte Verankerungen in den Widerlagern oder Pfeilern aufgenommen werden müssen.

Die Anker müssen so tief in das Mauerwerk hinabgeführt werden, daß das Gewicht des über der Ankerplatte liegenden, wirksamen Mauerwerkkörpers die aufwärts gerichteten Auflagerkräfte mit zweifacher Sicherheit aufnehmen kann. Als wirksam kann ein Mauerwerkkörper angesehen werden, der von einem mit der Spitze an der Ankerplatte liegenden Kegel von 45° Seitenneigung aus dem Widerlager herausgeschnitten gedacht wird (Abb. 872).

Am zweckmäßigsten sind die Verankerungen, die genau in der Ebene der Mittelpunkte der beiden sich in der Querrichtung gegenüberliegenden, den abwärts gerichteten Kräften dienenden

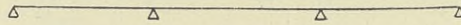


Abb. 870.

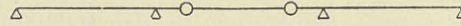


Abb. 871.

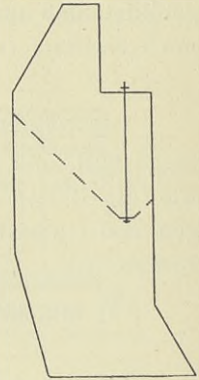


Abb. 872.

Lager liegen. Werden die Anker außerhalb dieser Ebene nach dem Widerlager zu angebracht, eine Anordnung, die leider häufig zur Ausführung gelangt (Abb. 874), so tritt für die Belastungsfälle, die an den Auflagern abwärts gerichtete Kräfte hervorrufen, infolge der Verankerung eine Einspannung auf, und für die Belastungsfälle, die aufwärts gerichtete Auflagerkräfte verursachen, ist, streng genommen, eine andere Stützweite in die Rechnung einzuführen, als für die zuerst erwähnten Belastungsfälle.

Eine zur Aufnahme kleiner aufwärts gerichteter Auflagerkräfte recht geeignete Vorrichtung für ein festes Zylinderzapfen-Kipplager ist in Abb. 873 zur Darstellung gebracht. Eine Schale, die beiderseits über ein Gewinde in der Verlängerung des Zylinderzapfens gesteckt ist und durch eine Mutter festgehalten wird, greift über entsprechende Vor-

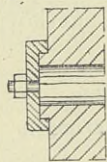


Abb. 873.

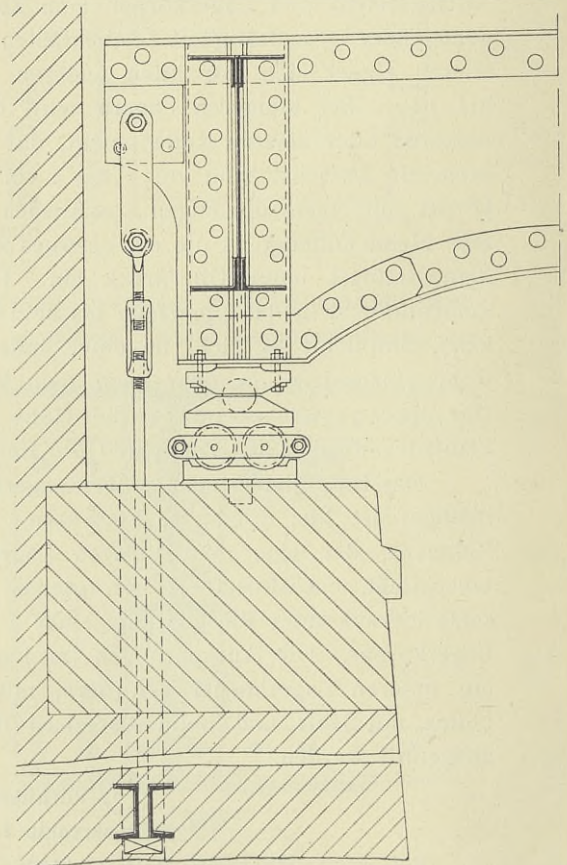


Abb. 874.

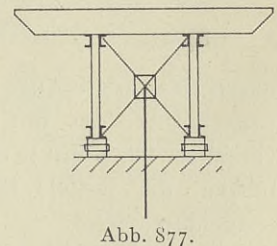
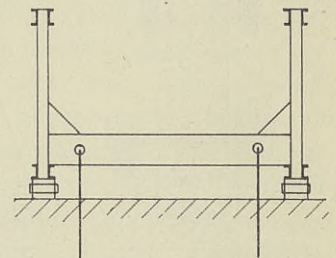
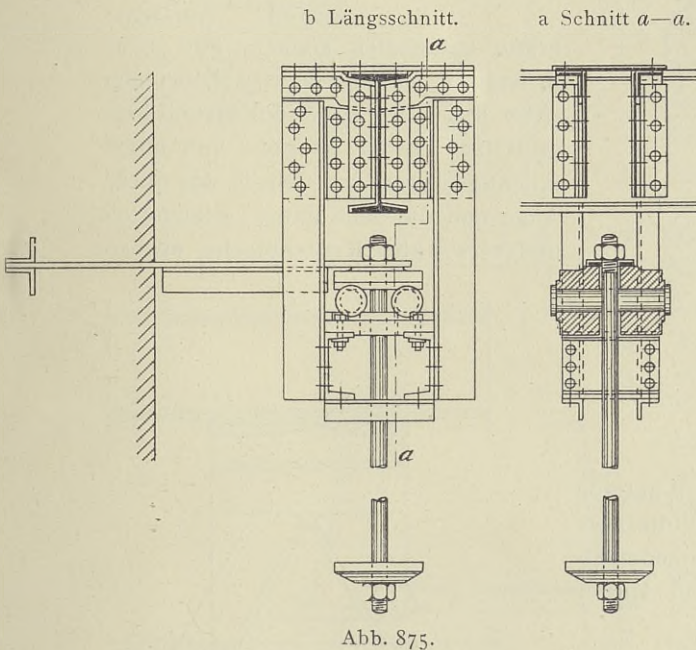
sprünge des oberen Lagerkörpers und des Lagerstuhles und verbindet auf diese Weise beide Teile miteinander. Der Lagerstuhl muß seinerseits fest mit dem Widerlager verankert werden (vergl. auch Abb. 933).

Im übrigen können die Verankerungen fester Lager auch nach den Gesichtspunkten ausgebildet werden, die für die Verankerungen beweglicher Auflager im folgenden angegeben werden, nur mit dem Unterschied, daß alle zur Ermöglichung der Teilnahme an der Bewegung getroffenen Vorkehrungen fortfallen können.

Die Verankerungen der beweglichen Auflager müssen so ausgebildet werden, daß einerseits die Beweglichkeit der Lager nicht beeinträchtigt wird und andererseits die Anker durch die Bewegung keine ungünstigen Beanspruchungen erleiden.

In Abb. 874 ist eine Anordnung dargestellt, bei welcher der Anker hinter dem beweglichen Lager unmittelbar am Hauptträger angreift. Durch Einschaltung eines Pendels, das am Hauptträger und am Anker mittels je eines

Bolzens befestigt ist, wird eine ungünstige Beanspruchung des Ankers bei



Bewegungen des Überbaues verhindert. Durch das Spannschloß kann dem Anker eine Anfangsspannung gegeben werden, die am besten so groß gewählt wird, daß sie erst bei größerer Ausdehnung des Ankers infolge Wärmezunahme verschwindet. Im übrigen haften dieser Verankerung die bereits erwähnten Mängel an.

Eine zweckmäßige Verankerung eines beweglichen Lagers ist in Abb. 875 veranschaulicht, die sich ebenso gut am Endquerträger (Abb. 876), als auch am Kreuzungspunkt der Diagonalen der Endquerversteifung anbringen läßt (Abb. 877). Der Anker, der mit dem Mauerwerk an seinem oberen Endpunkt durch ein mittels eines Winkeleisens versteiftes Flacheisen in feste Verbindung

gebracht ist, ist mit der oberen Lagerplatte eines Zweirollenlagers, das durch Winkeleisen und Konsolen an dem Endquerträger aufgehängt ist, unverschieblich verschraubt. Der mit dem Hauptträger fest verbundene Endquerträger kann sich samt den Konsolen und Winkeleisen und der unteren Lagerplatte des Zwei-

rollenlagers gegen den festliegenden Anker verschieben. Die Einzelheiten der Anordnung gehen aus der Abbildung hervor.

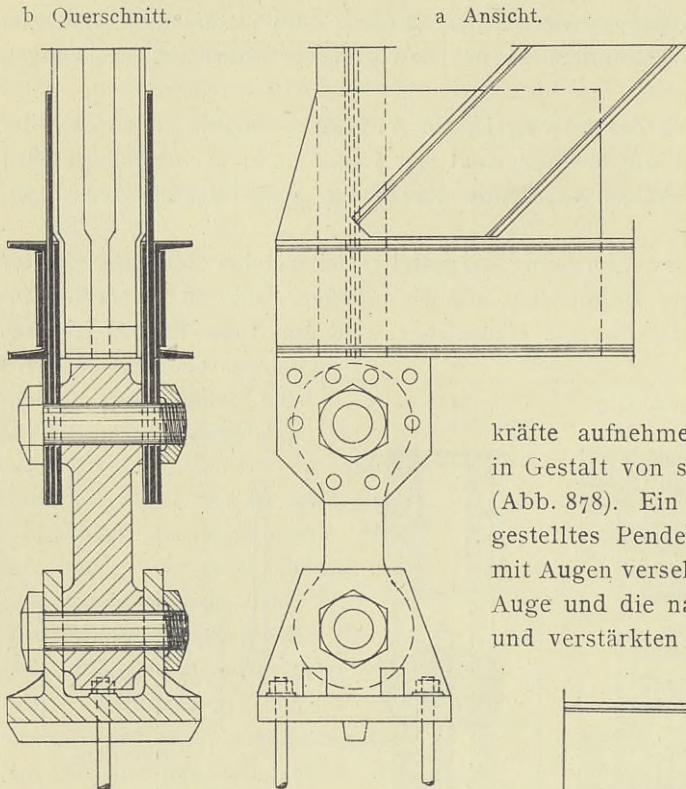


Abb. 878.

durch das untere Auge und den unteren Lagerkörper, der mit dem Widerlager verankert ist, greift je ein Schmiedstahlbolzen, der mittels Bund und Mutter festgehalten wird.

Ein Nachteil der Schwingenlager besteht darin, daß mit den Bewegungen der Hauptträger auch Senkungen verbunden sind, und daß die Auflagerdrucke bei einem Ausschlag des Pendels nach links oder rechts nicht mehr senkrecht gerichtet sind. Die Schwingen

sind außerdem nicht geeignet, wagerechte, quer zur Brückenachse gerichtete Kräfte aufzunehmen. Hierfür müssen noch besondere Vorkehrungen getroffen werden, entweder in Gestalt eines Windträgerlagers, wie es in Abb. 780 auf S. 381 zur Darstellung gebracht ist, oder in Gestalt eines Windbockes, wie er

Es lassen sich auch bewegliche Lager ausbilden, die zugleich aufwärts und abwärts gerichtete Auflagerkräfte aufnehmen können, und zwar in Gestalt von sogenannten Schwingen (Abb. 878). Ein aus Schmiedstahl hergestelltes Pendel ist oben und unten mit Augen versehen. Durch das obere Auge und die nach unten verlängerten und verstärkten Knotenbleche, ebenso

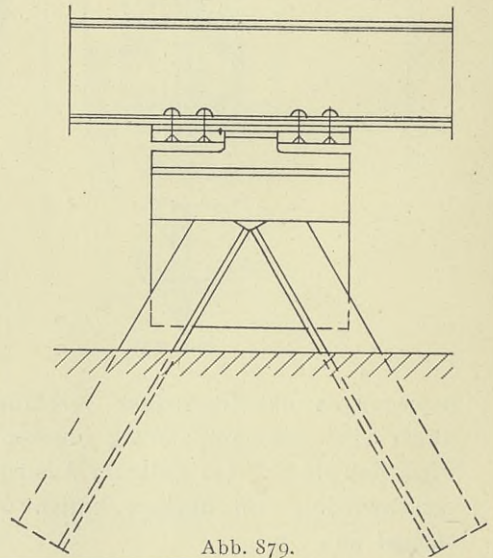


Abb. 879.

in Abb. 879 veranschaulicht ist. Der Endquerträger gibt hier die wagerechten Kräfte an den ins Mauerwerk eingelassenen Bock ab, ohne die Bewegungsfreiheit der Schwinge zu hindern.

β) Wagerechte Verankerungen.

Die festen Lager sind durch die auf S. 407 behandelten Vorrichtungen, durch welche die Verbindung mit dem Auflagerstein erfolgt, in dem Falle, daß sie durch die Verkehrslasten genügend belastet sind, geeignet, die wagerechten, parallel zur Brückenachse wirkenden Kräfte aufzunehmen. Bei den

durchlaufenden Trägern und Gerberbrücken kann nun aber der Fall eintreten, daß auf der Brücke ein Zug scharf bremst, die festen Lager, welche die Bremskräfte aufzunehmen haben, aber von der Verkehrslast keine abwärts gerichteten, sondern sogar aufwärts gerichtete Kräfte erhalten. — In diesem Falle liegt die Gefahr vor, daß die festen Lager durch die Bremskräfte von den Auflagersteinen abgerissen werden, wenn nicht besondere Vorkehrungen zur Aufnahme dieser Kräfte getroffen sind. Diese Vorkehrungen bestehen meist aus wagerechten Verankerungen der Hauptträger mit dem Widerlager. Bei der in Abb. 880 veranschaulichten Anordnung ist ein mit dem Hauptträgeruntergurt vernietetes Flach-eisen mit einem einbetonierten Bock aus Winkeleisen in Verbindung gebracht. Das Mauerwerk ist an der Eintrittsstelle des Flach-eisens ausgespart, wodurch dem

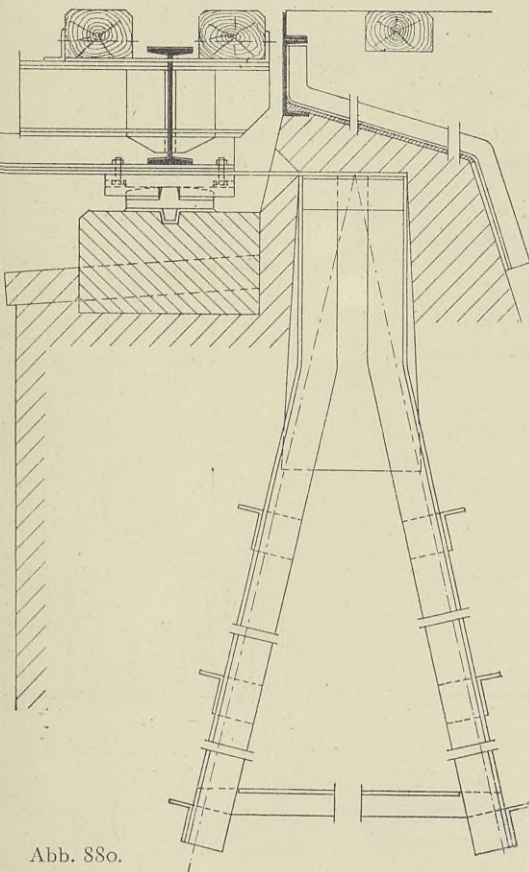


Abb. 880.

Flacheisen eine solche freie Länge gesichert wird, die hinreicht, um die Durchbiegungen des Hauptträgers nicht zu behindern. Es empfiehlt sich dringend, die Widerlager aus Stampfbeton herzustellen, da Ziegel- oder Bruchsteinmauerwerk in seinem Verbande von dem Bock zu sehr unterbrochen wird.

f) Lager von besonderer Eigentümlichkeit.

Überschreitet eine Bahn einen flachen Flußlauf in beträchtlicher Höhe, so eignet sich zur Überführung der Bahn ein in Abb. 881 dargestelltes Bauwerk, bei dem die Pfeiler, die in einer für das Durchflußprofil nötigen Entfernung stehen, keinen Erddruck von den angrenzenden, geschütteten hohen Dämmen

erhalten. Die Verbindung des Bauwerkes mit diesen wird dadurch hergestellt, daß man den eisernen Überbau beiderseits über die Pfeiler überkragen läßt und von diesem je einen kleinen Schleppträger zum Bahnkörper hinüberstreckt. Die Auflager des Schleppträgers auf dem Damm ruhen auf einem kleinen Widerlager, das aus Beton oder Eisen hergestellt wird. Da hier wegen des geschütteten Bodens mit Sicherheit Senkungen zu erwarten sind, müssen die Lager

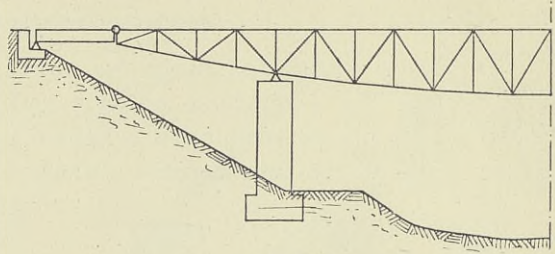
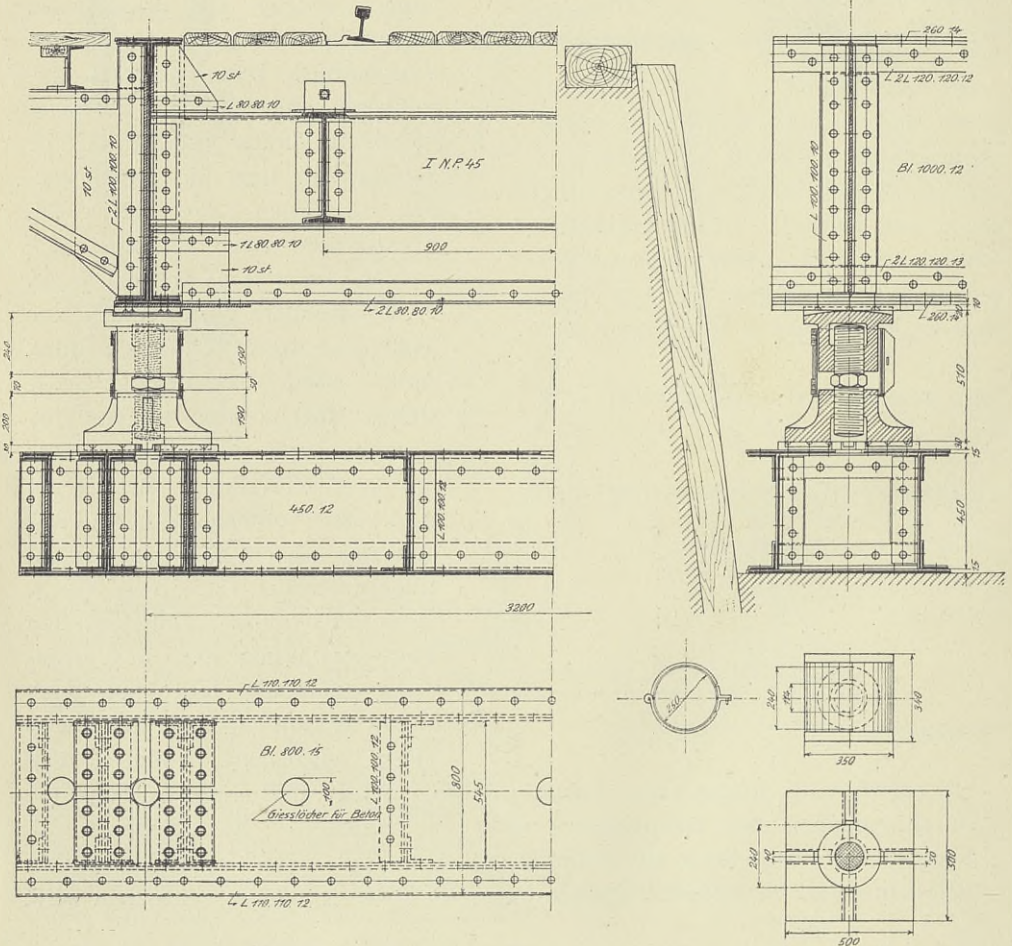


Abb. 88r.

Querschnitt.

Längsschnitt.



Grundriß des Kastens.

Oberer und unterer Lagerkörper.

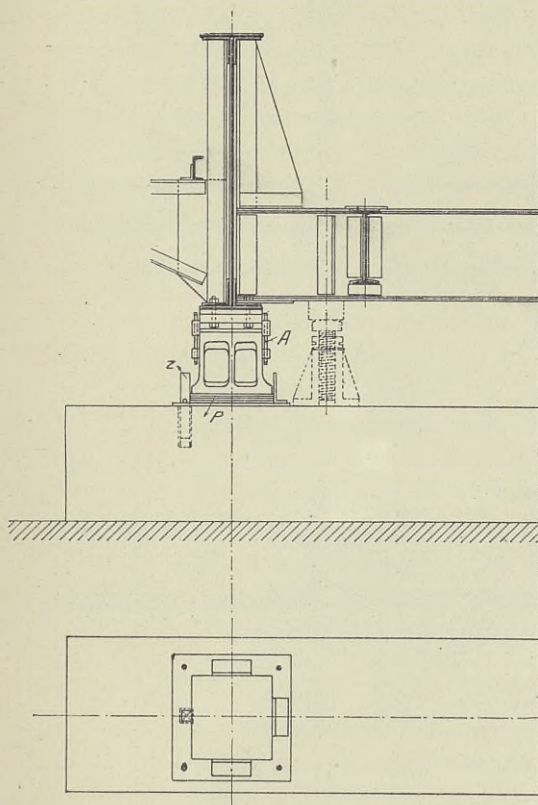
Abb. 882.

verstellbar ausgebildet werden. In der Abb. 882 ist ein derartiges verstellbares Lager¹⁾ veranschaulicht. Der Hauptträger liegt beweglich auf einem

¹⁾ Tribbe-Überbrückung. Ausgeführt von der Königs- und Laurahütte.

nach oben gewölbten Lagerkörper auf, der mit dem unteren Lagerkörper durch eine Schraube verbunden ist. Durch Drehen dieser Schraube, die oben Rechts- und unten Linksgewinde besitzt, können kleinere Abwärtsbewegungen aus-

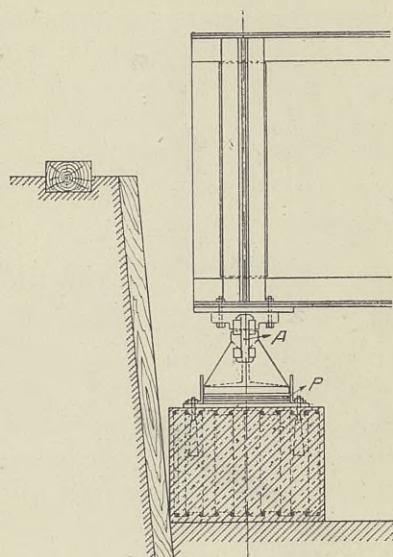
Querschnitt.



Grundriß des Eisenbetonwiderlagers.

Abb. 883.

Längsschnitt



geglichen werden. Größere Senkungen des eisernen Widerlagerkastens müssen durch Hochstopfen dieses Kastens beseitigt werden. Die auf das Lager wirkenden Reibungskräfte beanspruchen die Schraube wenig günstig; auch ist ein Festrosten der Schraube zu befürchten. Es ist deshalb wohl dem in der Abb. 883 dargestellten,

verstellbaren Lager der Vorzug zu geben. Kleinere Abwärtsbewegungen werden hier durch eiserne Zwischenlagen zwischen dem Lagerbock und dem Eisenbetonwiderlager ausgeglichen. Soll eine Zwischenlage eingebracht werden, so wird durch

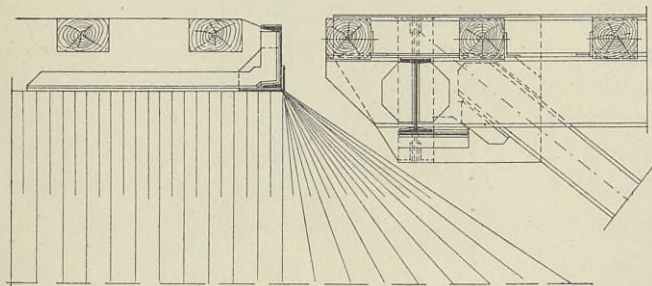


Abb. 884.

die Klammern *A* die Verbindung zwischen Hauptträger und Lagerbock hergestellt, durch zwei unter den Endquerträger gestellte Winden der Überbau gehoben und nach Entfernung des Bolzens *Z* eine und mehrere Zwischenlagen *P* eingebracht.

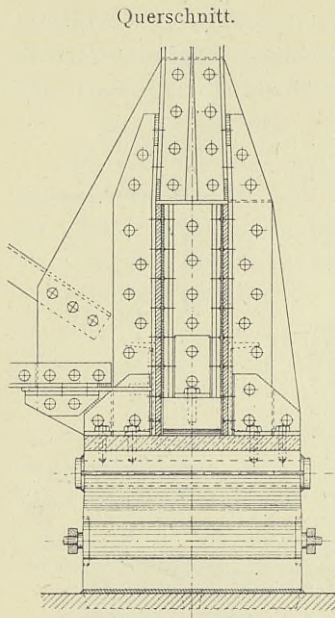
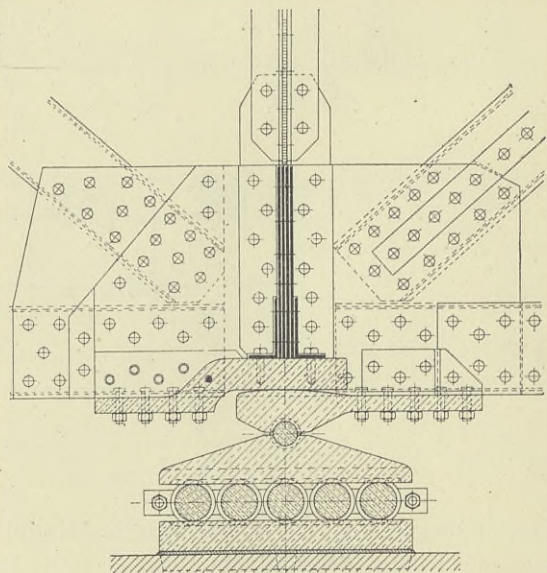
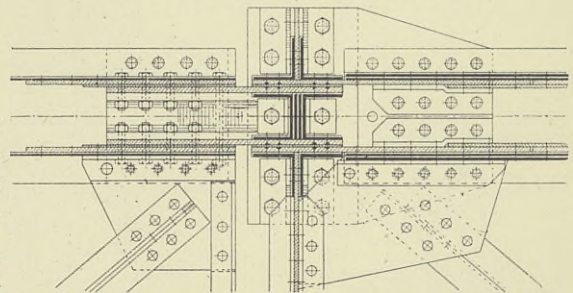
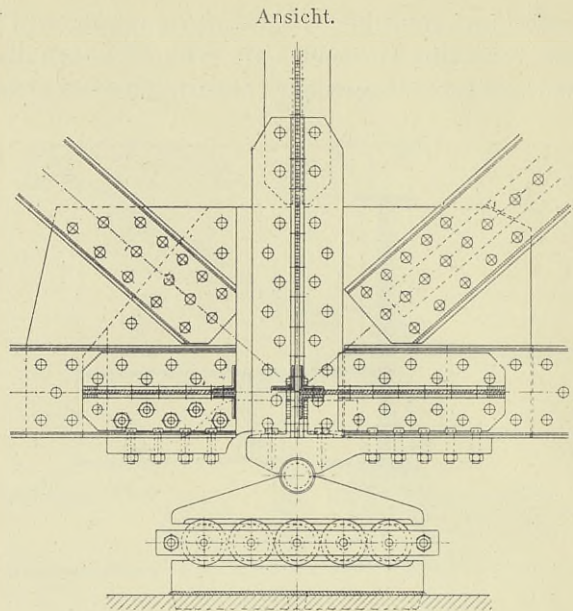


Abb. 885.

Man kann auch die beiderseitigen Kragarme des Überbaues bis unmittelbar an die Dämme heranführen und hier die Bettung mit einem eisernen Bettungsabschluß begrenzen, der bei Senkungen wieder hochgestopft werden kann (Abb. 884).

Unter Umständen kann man gezwungen sein, z. B. in dem Falle, daß nur sehr schmale Pfeiler angeordnet werden können, die Hauptträger zweier benachbarter Überbauten durch ein gemeinsames Lager zu stützen. Eine derartige Ausführung ist in der Abb. 885 wiedergegeben. Die Knotenbleche des linken Überbaues sind in den von den Knotenblechen des rechten Überbaues gebildeten Raum hineingeführt und hier über dem Lager kräftig gegeneinander abgesteift. Diese



Senkrechter Längsschnitt.

Queraussteifung sitzt auf einem Lagerkörper auf, der den Auflagerdruck des linken Überbaues durch den Lagerkörper des rechten Überbaues auf den Zylinderzapfen des gemeinsamen Lagers überträgt. Der Auflagerdruck des rechten Überbaues wird außerhalb der Knotenbleche mittels seitlicher Absteifungen auf den Lagerkörper des rechten Überbaues und weiter auf den Zylinderzapfen übertragen. Die Knotenbleche der beiden Überbauten dürfen selbstverständlich nicht miteinander in Verbindung stehen, da sie sich bei Durchbiegungen der Hauptträger nach verschiedenen Seiten drehen. Die Berührungsflächen der Knotenbleche des linken und rechten Überbaues können nicht unterhalten werden. Es empfiehlt sich, an den Berührungsstellen auf die Knotenbleche 3 bis 5 mm starke Messingplatten aufzuschrauben, die dem Verrostern nicht ausgesetzt sind.

3. Lager der Bogenbrücken.

Die Berechnung der Zweigelenk- und Dreigelenkbogen (Abb. 9 u. 8), ferner der versteiften Stabbogen (Abb. 11) erfolgt unter der Annahme fester Auflagergelenke, um welche die anschließenden Bogenträger bei Belastungen und Wärmeschwankungen Drehungen ausführen. Die Lager der Bogenbrücken müssen also ebenso wie die vorstehend behandelten Auflager der Balkenbrücken Kippvorrichtungen besitzen. Sie unterscheiden sich von den festen Lagern der Balkenbrücken dadurch, daß sie nicht senkrecht, sondern in Richtung der Halbierenden des Winkels stehen, der von den äußersten Lagen des Kämpferdruckes gebildet wird (Abb. 886). Sie müssen ferner die wagerechten, senkrecht zur Brückenachse gerichteten Kräfte aufzunehmen imstande sein, also, falls die Reibung nicht für ausreichend zur Aufnahme dieser Kräfte angesehen wird, mit Vorkehrungen ausgerüstet sein, welche bei den Lagern der Balkenbrücken schon eingehend besprochen sind.

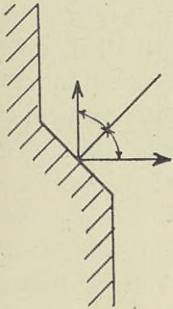


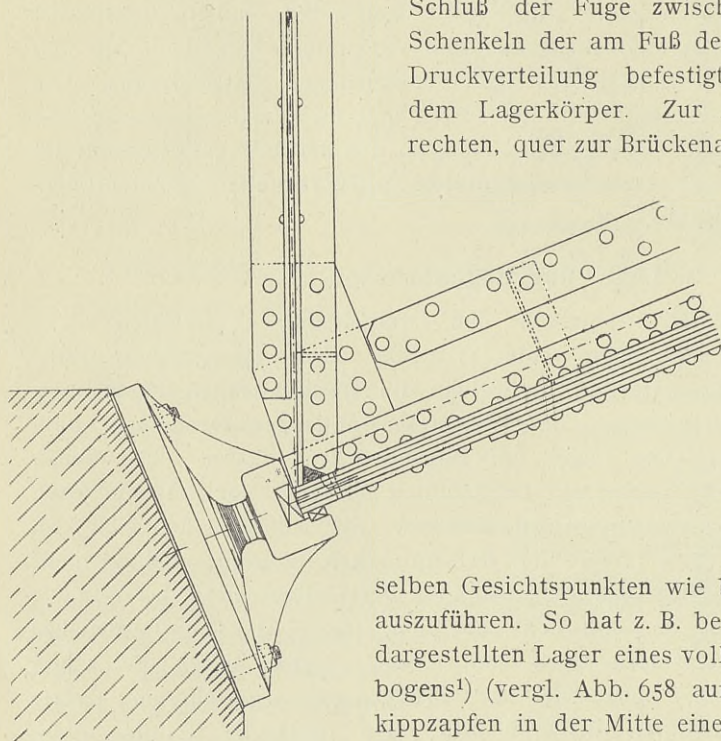
Abb. 886.

Bei Bogenzwickelträgern (Abb. 398 auf S. 170) mit Untergurtungen, deren Querschnitt hauptsächlich im unteren Teil vereinigt ist, findet man häufig eine in der Abb. 887 veranschaulichte Lagerausbildung, bei der sich die genau behobelten Fußplatten auf ein flußstählernes Druckstück aufsetzen, das von einem Lagerstuhl getragen wird. Diese Art der Kippvorrichtung eignet sich jedoch nur für Brücken kleiner Spannweite, da bei Drehungen des Hauptträgers um den Stützpunkt die Berührung nur in einer Linie stattfindet, was für das Druckstück zwar ohne Belang ist, für die Kante der Fußplatten deshalb aber gefährlich werden kann, weil das Material hier frei ausweichen kann. Die Verbindung des Lagerstuhles mit dem Auflagerquader ist durch Steinschrauben hergestellt.

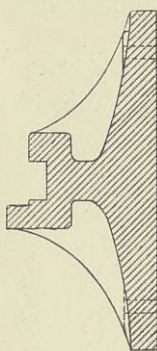
In Abb. 888 ist das Lager eines vollwandigen Bogenträgers veranschaulicht. Zwischen dem unteren und oberen Lagerkörper liegt ein Kippzapfen, der im oberen Teil halbkreisförmig, unten rechteckig gestaltet ist. Damit dieser vor der Ausrüstung des Bogens genau am oberen Lagerkörper zur Anlage gebracht werden kann, ist unter ihm ein verstellbarer Keil eingeschaltet, der zu seiner

Sicherung mit einem Winkeleisen und einer Schraube versehen ist. Der Bogen ist in zweckmäßiger Weise mit dem oberen Lagerkörper dadurch unverrückbar verbunden, daß ein dem Querschnitt des Bogens entsprechendes I-förmiges Stück aus dem Lagerkörper ausgehobelt ist, in dem sich der Bogen auf das

a Ansicht.



c Schnitt durch den Lagerstuhl.



b Grundriß des Lagerstuhles.

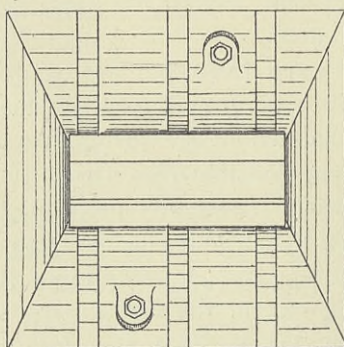


Abb. 887.

Lager stützt. Die Schrauben dienen nur zum Schluß der Fuge zwischen den abstehenden Schenkeln der am Fuß des Bogens zur besseren Druckverteilung befestigten Winkeleisen und dem Lagerkörper. Zur Aufnahme der wagen-

rechten, quer zur Brückenachse wirkenden Kräfte ist hier die Reibung zwischen den einzelnen Lagerkörpern als ausreichend erachtet worden. Besondere Vorkehrungen zur Aufnahme dieser Kräfte sind aber bei allen größeren Brücken durchaus zu empfehlen.

Sie sind nach denselben Gesichtspunkten wie bei den Balkenbrücken auszuführen. So hat z. B. bei dem in der Abb. 889 dargestellten Lager eines vollwandigen Zweigelenkbogens¹⁾ (vergl. Abb. 658 auf S. 304) der Zylinderkippzapfen in der Mitte einen Ausschnitt erhalten,

in den entsprechende Vorsprünge des unteren und oberen Lagerkörpers eingreifen. Dies Lager ist überhaupt als sehr zweckmäßig zu bezeichnen. Beide Lagerkörper besitzen in den Anlageflächen keine Vorsprünge, um das Lager unter dem fertig aufgestellten, aber noch auf dem Gerüst ruhenden Bogen einschieben zu können.

Nach dem Einschieben wird es durch drei Schrauben, die die untere Lagerplatte durchdringen und sich auf den Lagerstein aufsetzen, zur Anlage an den Bogen gebracht und untergossen. Alsdann wird der obere Lagerkörper durch Schrauben

¹⁾ Südbrücke in Köln. Entworfen und ausgeführt von der Gesellschaft Harkort in Duisburg.

mit dem Bogen und der untere Lagerkörper durch Stahldollen, die in Vorsprünge an den beiden Seiten des Lagerbockes und in den Auflagerstein eingreifen und einzementiert werden, mit dem Widerlager verbunden. In der Ebene der Endpfosten werden die auf den Fahrbahnwindverband entfallenden Kräfte zu den Lagern geleitet (vergl. Abb. 662 auf S. 306). Der eine der beiden sich in der Querrichtung gegenüberliegenden Endpfosten hat infolgedessen erhebliche Zugkräfte zu übertragen, und es ist daher sehr zweckentsprechend, daß die

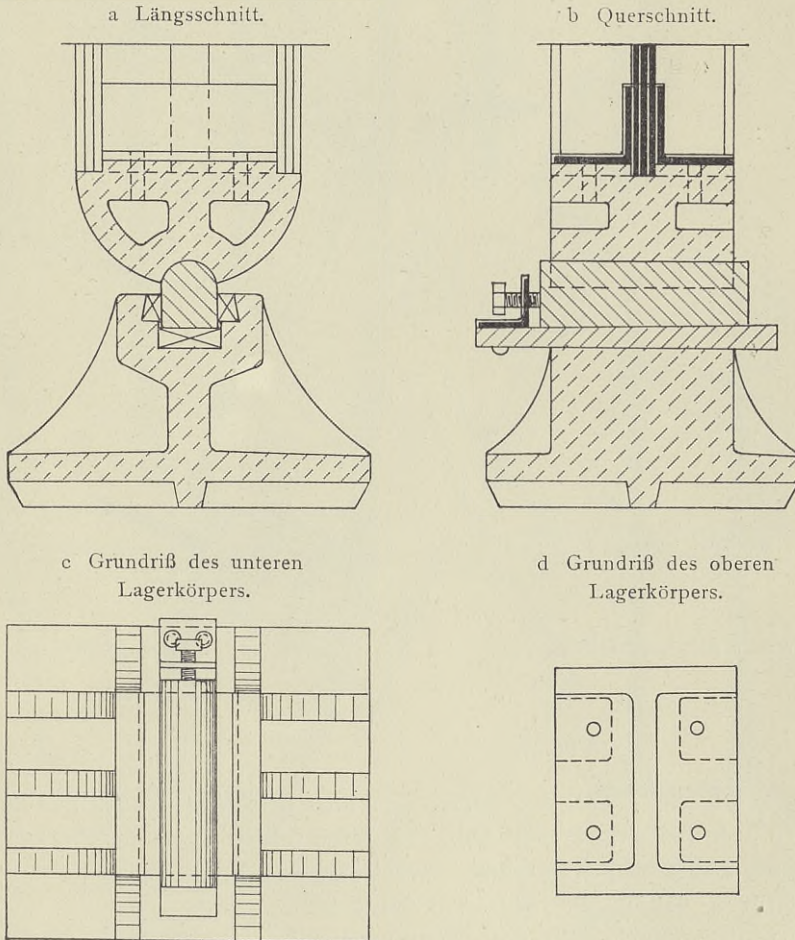


Abb. 888.

Endpfosten an dem die Gurtung durchdringenden Stegblech des Bogens unmittelbar angreifen (sich Schnitt *a—a*). Die Höhe des Stegbleches ist am Lager verringert, und es konnte deshalb der über die obere Gurtung hinausragende Teil des Stegbleches am Endpfosten sehr einfach durch entsprechendes Ausschneiden aus dem vollen Blech ohne großen Materialverlust gewonnen werden. Am Auflager strahlt die Auflagerkraft in den Bogen hinein. Dieser muß daher hier durch aufgelegte Bleche und Winkeleisen kräftig ausgesteift werden, wie dies aus der Abbildung zu ersehen ist. Die Endpfosten sind so nahe wie möglich

an das Lager herangerückt, damit die Windkräfte möglichst unmittelbar auf die Lager übertragen werden. Der Lagerbock ist ein Rippenkörper, dessen nach

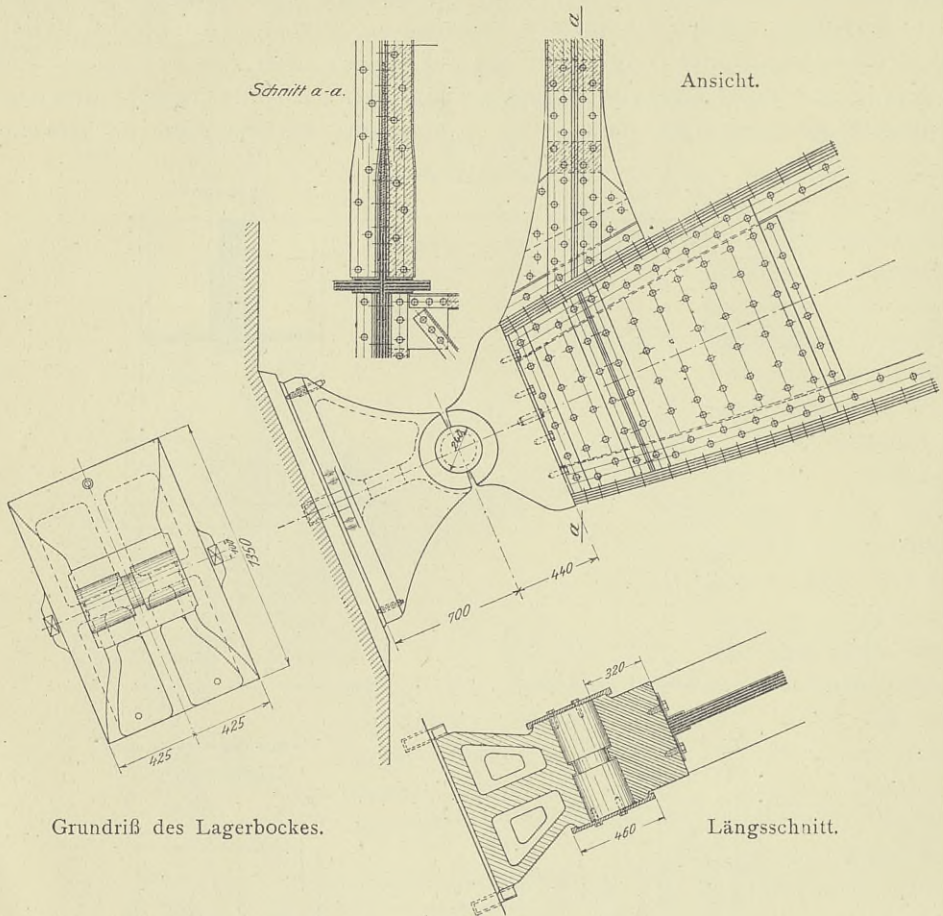


Abb. 889.

oben gekehrte Seite voll ist, damit sich hier kein Wasser ansammeln kann, wie dies z. B. bei dem in der Abb. 887 dargestellten Lager der Fall ist.

Das Lager eines großen Sichelbogen-trägers¹⁾ von der in der Abb. 890 dargestellten Form ist in der Abb. 891 wiedergegeben. Es besteht außer dem Zylinderkipzapfen aus drei Teilen, dem oberen Lagerkörper, auf den sich die beiden zusammengeführten Bogen-gurtungen stützen, einem mittleren und unteren Lagerkörper. Zwischen dem oberen und dem mittleren Körper ist die Kippvorrichtung, der zylindrische Zapfen, und zwischen dem mittleren und unteren Körper die aus vier Keilen bestehende Stellvorrichtung eingeschaltet worden. Der Bogenfuß ist durch Auflegen von Blechen, die teilweise über beide Gurtungen durch-

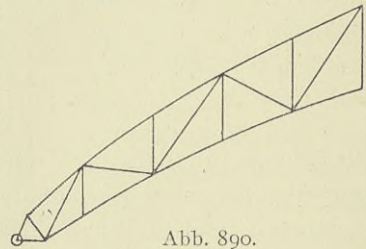
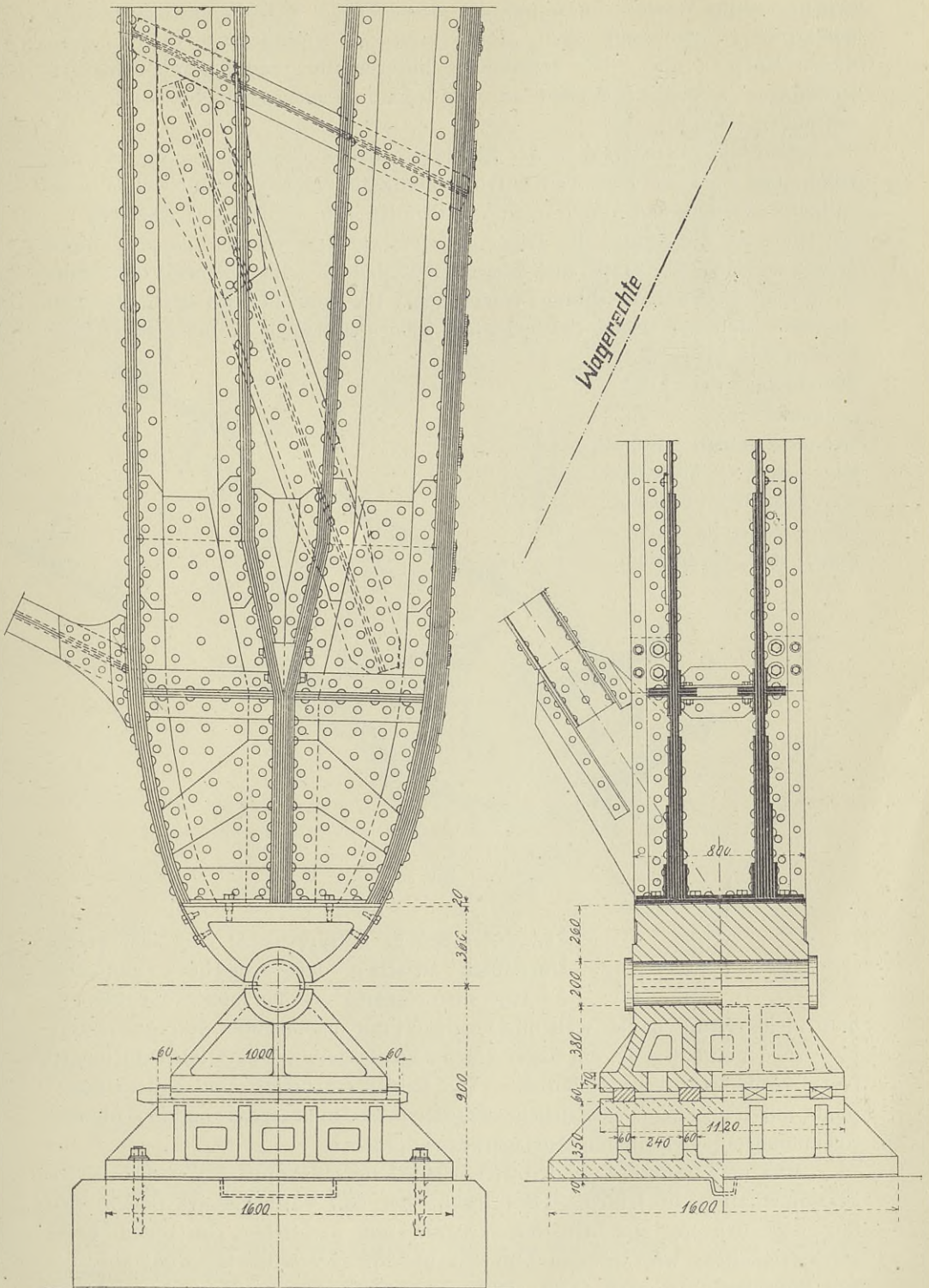


Abb. 890.

¹⁾ Weserbrücke bei Nienburg, ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg.



a Seitenansicht.

Abb. 891.

b Querschnitt und Ansicht von unten.

gehen, kräftig verstärkt und auf die ebene Fläche des oberen Lagerkörpers aufgesetzt. Unten und oben greift je eine Gurtplatte auf die Rundung dieses Körpers über. Die Befestigung dieser Platten und der mit den Gurtwandungen vernieteten Winkel an dem oberen Lagerkörper ist durch Stiftschrauben erfolgt.

Sind die Auflagersteine der Stützweite entsprechend genau versetzt und vergossen, so kann eine Keilstellvorrichtung bei kleineren Stützweiten wohl entbehrt werden und durch eine Vorrichtung, wie sie bei der Abb. 889 beschrieben ist, die Anlage des Lagers an dem auf dem Gerüst ruhenden Bogen erzielt werden. Bei größeren Stützweiten ist jedoch außer dieser Vorrichtung noch eine Keilstellvorrichtung vorzusehen. Es kann nämlich leicht der Fall eintreten, daß der Bogen bei bedeutend niedrigeren Wärmegraden ausgerüstet werden muß, als sie der Berechnung der Längenabmessungen zu Grunde gelegt sind. Die Folge hiervon wäre, daß beim Fehlen einer Keilstellvorrichtung, der verkürzten

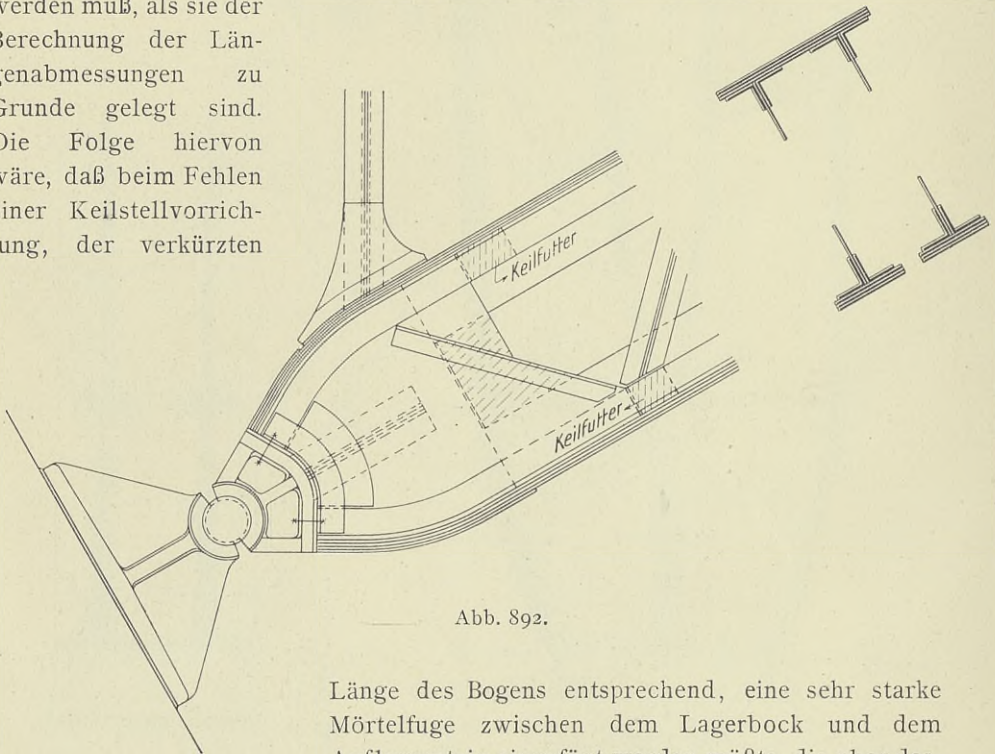


Abb. 892.

Länge des Bogens entsprechend, eine sehr starke Mörtelfuge zwischen dem Lagerbock und dem Auflagerstein eingefügt werden müßte, die aber deshalb nicht erwünscht ist, weil ihre Festigkeit mit zunehmender Stärke abnimmt.

In der Abb. 892 ist ein Lager eines Bogenträgers mit parallelen Gurtungen (vergl. Abb. 417) veranschaulicht. Die beiden Gurtungen sind am Auflagerpunkt durch drei gemeinschaftliche Stegbleche zusammengefaßt und in schlanker Krümmung auf den oberen Auflagerkörper geführt.

Man muß bestrebt sein, den wirklichen Gelenkpunkt mit dem rechnerischen zusammenfallen zu lassen. Dies macht bei den vollwandigen Bogen, den Bogensichelträgern und den Bogenträgern mit parallelen Gurtungen keine Schwierigkeiten, wie aus den Abb. 888 bis 892 zu ersehen ist, wohl aber bei den Bogenzwickelträgern (Abb. 398) und den in der Abb. 776 dargestellten abgestumpften Bogenträgern ohne Zugband. Bei diesen Trägern erfordern die

den Beschreibungen der Abb. 889 u. 891 und dem über die Keilstellvorrichtungen Gesagten keiner weiteren Erläuterungen.

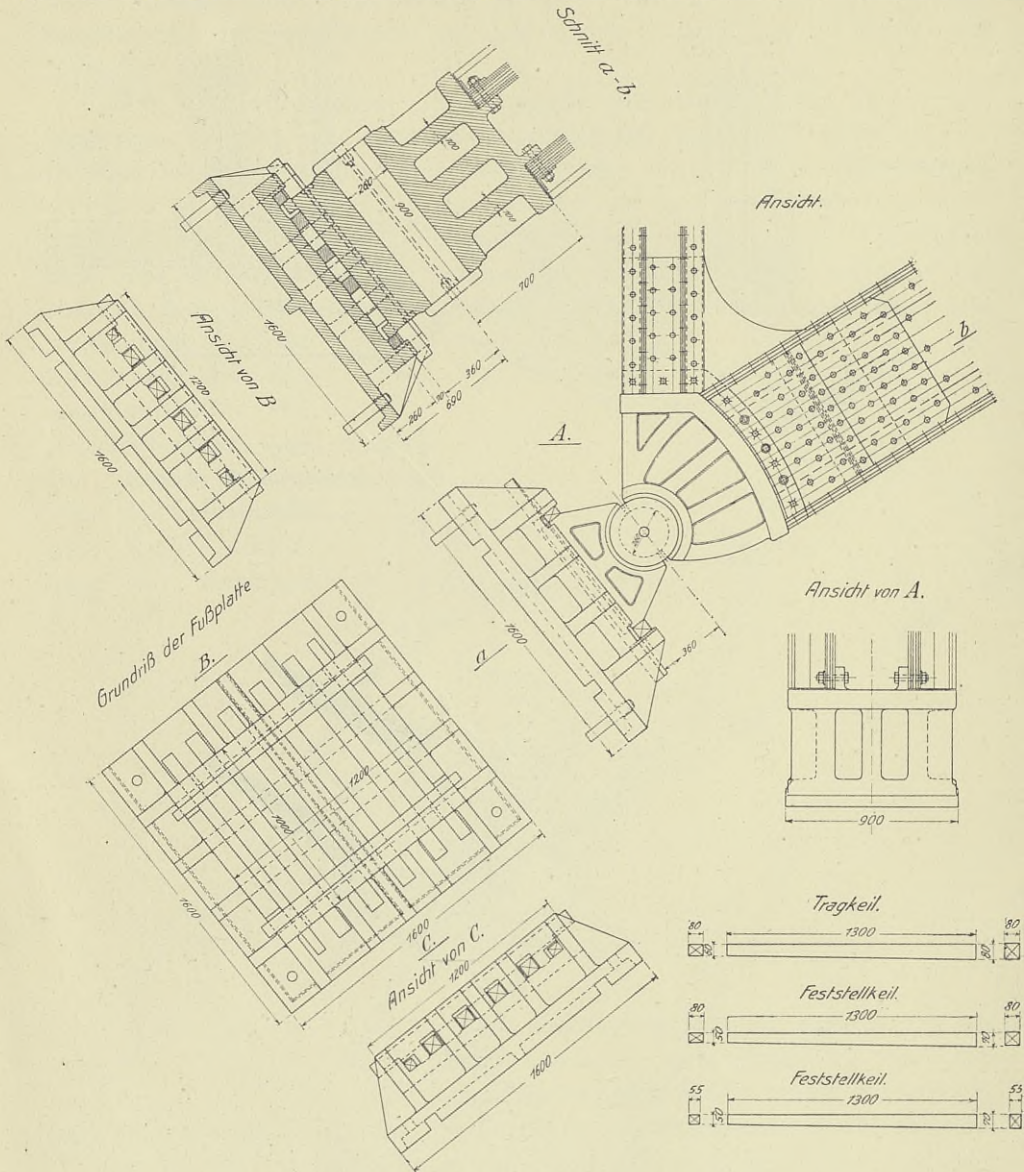


Abb. 894.

Lager der Auslegerbogenbrücken.

Die seitlichen Lager der Auslegerbogenbrücken (Abb. 895) werden ebenso wie die beweglichen Lager der Balkenbrücken, die mittleren nach den für die Bogenlager gegebenen Grundsätzen ausgebildet. Hinsichtlich der Stellung der letzteren gegen die Senkrechte

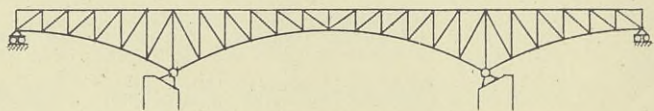


Abb. 895.

Als zweckmäßiger sind jedoch solche Lager zu bezeichnen, bei denen der Schnittpunkt der drei vom Lager ausgehenden Stäbe mit dem Gelenkpunkt zusammenfällt. Ein solches Lager zeigen die Abb. 897 a bis c.¹⁾

Bei den Mittellagern der Auslegerbogenbrücken weichen die äußersten Lagen des Kämpferdruckes oft sehr erheblich von der Mittel- lage ab und erfordern sehr große Lagerflächen, um die Kantenpressungen in angemessenen Grenzen zu halten. Man kann in diesem Falle mit Vorteil von der An- ordnung eines Zweipendel-

¹⁾ Bei der Überführung der Köpenicker Landstraße über den Teltow-Kanal bei Berlin ausgeführt. Zeitschrift für Bauwesen 1906, Bl. 67.

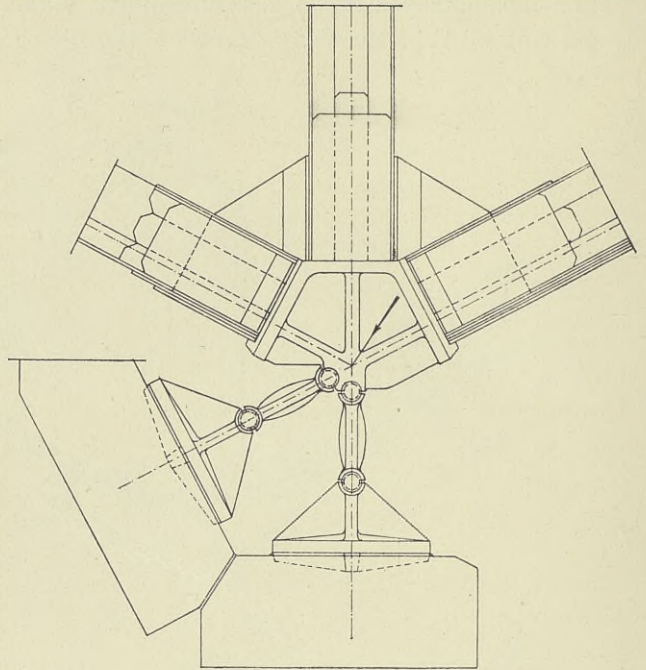


Abb. 898.

a Seitenansicht.

b Ansicht von vorn und Querschnitt.

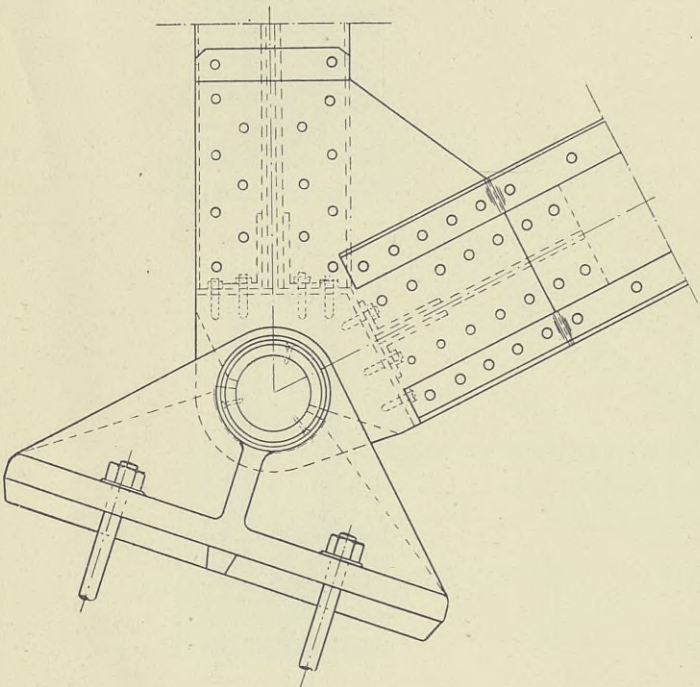


Abb. 899.

lagers¹⁾ (Abb. 898), bei dem die Lagerstühle nur senkrecht zu ihrer Grundfläche gerichtete Drucke aufzunehmen haben, Gebrauch machen. Das eine der beiden Pendel stellt man senkrecht, das andere ordnet man meist unter demselben Winkel gegen die Mittellage des Kämpferdruckes geneigt an, wie das erstere.

Sowohl die Lagergelenke der Auslegerbogenbrücken als auch die Lager eines durch einen durchlaufenden Träger versteiften Stabbogens (Abb. 442 auf Seite 192) haben unter Umständen aufwärts gerichtete Auflagerkräfte aufzunehmen. Hierzu eignet sich eine Ausbildung der Lagergelenke, wie sie in Abb. 899 dargestellt ist. Die Druckkräfte werden durch den oberen, mit den Stäben des Hauptträgers verschraubten Kippkörper an den Lagerstuhl abgegeben, während die Zugkräfte durch die Knotenbleche auf den Gelenkzapfen

übertragen werden, der durch die Knotenbleche und die seitlichen Rippen des verankerten Lagerstuhles faßt.

B. Gelenke.

1. Scheitelgelenke.

Die Scheitelgelenke der Bogenbrücken müssen imstande sein, Kräfte aufzunehmen, welche wagerechte und lotrechte Seitenkräfte besitzen. Beim Dreigelenkbogen

(Abb. 23) ist die wagerechte, durch die senkrechten Lasten hervorgerufene Seitenkraft so gerichtet, daß die eine Bogenhälfte gegen

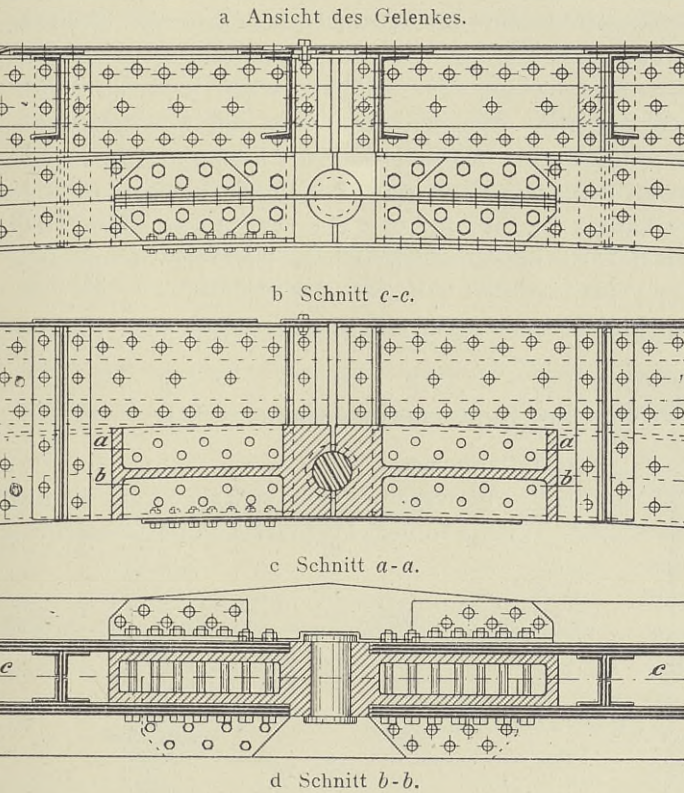


Abb. 900.

die andere gedrückt wird. Die Brems- und Windkräfte sind im allgemeinen nicht so groß, daß sie die Richtung der aus den senkrechten Lasten herrührenden, wagerechten Seitenkraft umkehren können. Dagegen kann die wagerechte Seitenkraft eines Dreigelenkbogens mit Auslegern so gerichtet sein, daß sie die eine Bogenhälfte von der anderen zu entfernen sucht. Die Gelenke sind dementsprechend auszubilden.

Die Abb. 900 zeigt das Scheitelgelenk eines Bogenzwickelträgers. Zwei

¹⁾ Diese Ausbildung des Lagers ist zuerst von Müller-Breslau angegeben worden.

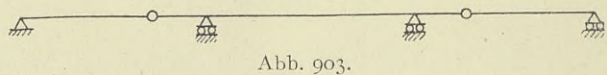
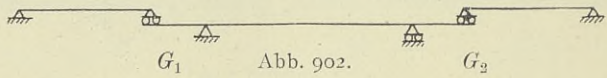
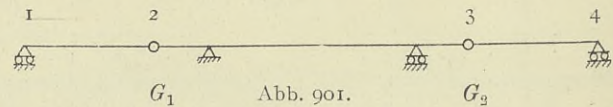
mit den Untergurtstäben verschraubte Gußkörper fassen einen mit Bunden versehenen Zapfen zwischen sich. Die beiden Untergurtstäbe sind an ihrer unteren Seite, wohl aus Gründen des guten Aussehens, durch ein Flacheisen verbunden, das aber an dem linken Untergurtstab mit Schrauben in Langlöchern angegeschlossen ist, um die Gelenkwirkung nicht aufzuheben. Der Zapfen wird von den Gußkörpern so weit umfaßt, daß auch die lotrechten Kräfte mit Sicherheit aufgenommen werden können. Auf beiden Seiten des Gurtquerschnittes ist je durch eine genau die Gelenkmitte schneidende und die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigende Blattfeder eine Verbindung zwischen den beiden dem Gelenk benachbarten Gurtstäben hergestellt, die bei wagerechten Kräften, die die beiden Bogenhälften zu trennen suchen, in Wirkung tritt. Allerdings sind solche Kräfte bei Bogenzwickelträgern wohl kaum zu erwarten. Die Untergurtungen der Bogen sind zwar zugleich Gurtungen des Windverbandes; die durch die Windkräfte hervorgerufenen Zugkräfte der im Windschatten liegenden Gurtung werden aber durch die aus den senkrechten Lasten herrührenden Druckkräfte übertroffen, so daß auch ohne die Blattfeder Gleichgewicht bestehen würde. Der untere Windverband, der nicht dargestellt ist, wird am zweckmäßigsten in der den Gelenkpunkt schneidenden Tonnenfläche der Untergurtungen angeordnet und in der Mitte an den Blattfedern angeschlossen. Über die Gesamtanordnung des Windverbandes ist auf S. 375 (Abb. 770) nachzulesen. Die durchgehende Fahrbahntafel ist unterbrochen, um die Gelenkwirkung nicht aufzuheben.

Dies Gelenk eignet sich in Verbindung mit der Blattfeder auch für Auslegerbogenbrücken.

2. Gelenke in Gerberträgern.

a) Allgemeines.

Die Lager und Gelenke der Gerberträger müssen so angeordnet werden, daß die einzelnen Teile des ganzen Trägers statisch bestimmt und unverschieblich gelagert sind. Sind die beiden Gelenke G_1 und G_2 der in der Abb. 901 dargestellten Anordnung so ausgebildet, daß sie eine unverschiebliche Verbindung der angrenzenden Trägerteile herstellen, so darf nur eins der vier Lager fest sein, die übrigen müssen beweglich ausgebildet werden. Man kann aber auch drei feste Lager nach Abb. 902 vorsehen, muß dann aber die Gelenke G_1 und G_2 beweglich ausbilden. Diese Anordnung ist der in Abb. 901 gezeigten z. B. dann vorzuziehen, wenn die Verschiebung des Punktes 4 einen zu großen Wert annehmen würde. Bei kleineren Gerberbrücken ordnet man in der Regel nur ein festes Lager und zwar am Brückende an (Abb. 903).



b) Gelenke in Blechträgern.

Wie bereits auf S. 161 gesagt ist, werden die Gelenke bei kleineren Gerberbrücken, die häufig zur Überführung von Eisenbahnen über städtische Straßen in Anwendung kommen und bei denen die mittleren Stützpunkte in der Regel von Pendelsäulen gebildet werden, meist dicht neben die Säulen gelegt (Abb. 904). Für die Gelenkausbildung lassen sich zwei grundsätzlich

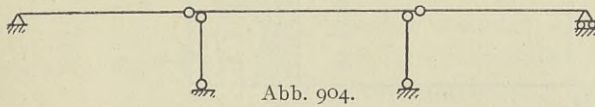


Abb. 904.

verschiedene Anordnungen wählen.

α) Man verbindet den Krag- und Schwebeträger durch einen Gelenkbolzen

miteinander. Die Fahrbahntafel, der Windverband und das Fahrbahnträgergerippe muß hierbei so angeordnet werden, daß die Gelenkwirkung nicht aufgehoben wird. Man darf also die Fahrbahntafel oder den Windverband nur in dem Falle ununterbrochen durchgehen lassen, daß sie in derselben Ebene wie das Gelenk liegen. Das Fahrbahnträgergerippe muß unter allen Umständen an der Gelenkstelle unterbrochen werden. Muß der Windverband unterbrochen werden, so müssen in den Ebenen der Pendelsäulen Windportale angeordnet werden. Die Längskräfte werden durch die Bolzengelenke auf die festen Lager übertragen.

β) Man lagert den Schwebeträger mittels eines Gleitlagers auf den Kragträger und läßt die Fahrbahntafel oder den Windverband ununterbrochen durchgehen.

Schrauben mit Langlöchern.

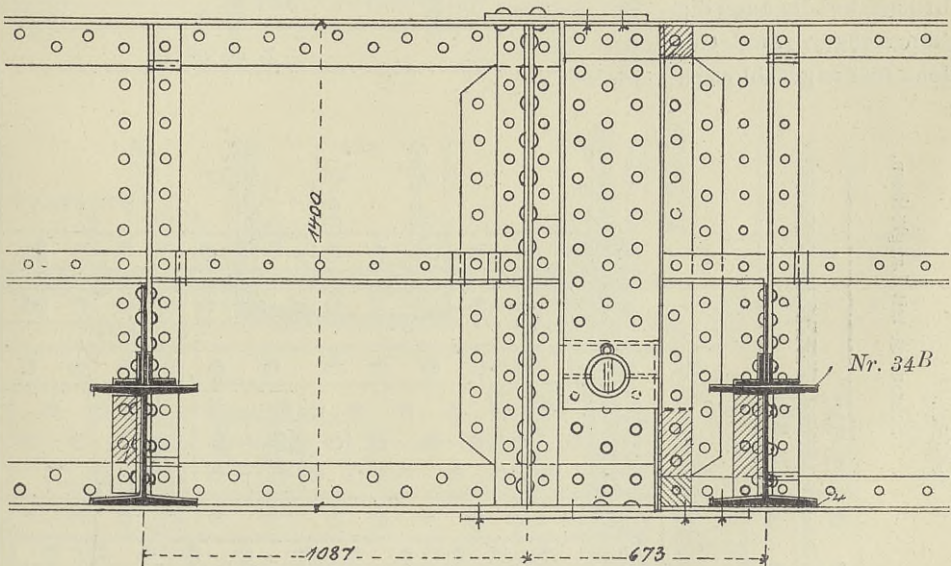


Abb. 905.

Der Drehpunkt liegt dann in diesem durchgehenden Teil, der auch die Längskräfte auf die festen Lager überträgt. Den Stützpunkt bildet das Gleitlager.

Die erste Art der Ausbildung zeigt die Abb. 905. Das Gelenk liegt hier dicht neben der Säule. Die Fahrbananordnung ist aus dem in Abb. 547 auf

S. 241 dargestellten zugehörigen Querschnitt zu ersehen. Die Ebene der aus Buckelplatten bestehenden Fahrbahn-
tafel schneidet den Mittelpunkt des Gelenkbolzens. Die Fahrbahn-
tafel beeinträchtigt daher die Gelenkwirkung nicht und braucht nicht
unterbrochen zu werden. Es ist aber dringend notwendig, die
am Gelenk liegenden Längsträger beweglich und gelenkig anzu-
schließen, da ein fester Anschluß die Wirkung des Gelenkes in Frage
stellen würde. Tatsächlich zeigte sich bei einer solchen Gelenk-
brücke, bei der auch die Längsträger am Gelenk fest angeschlossen

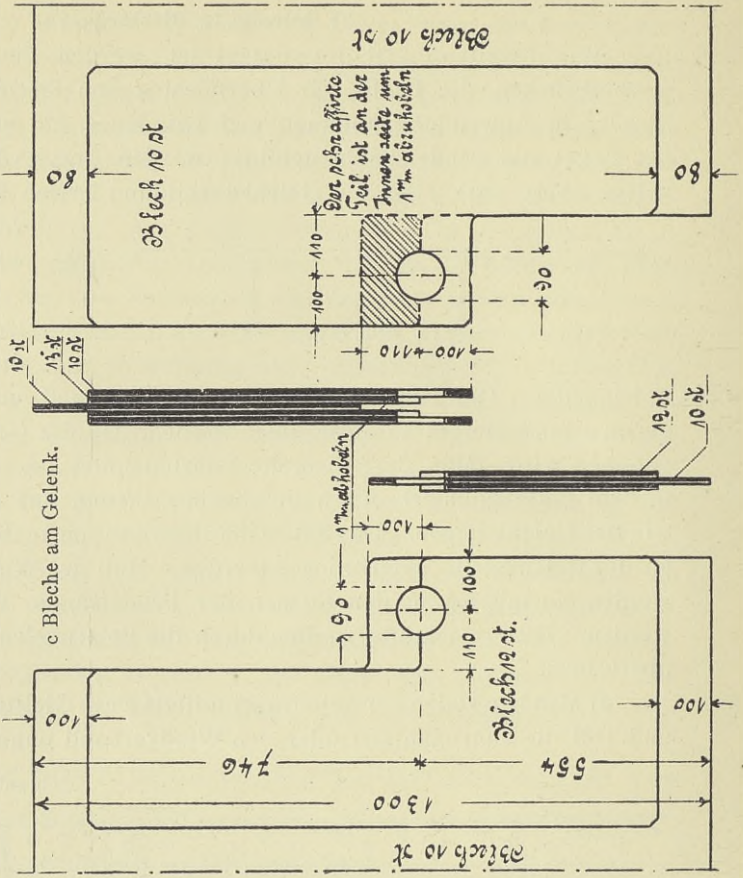
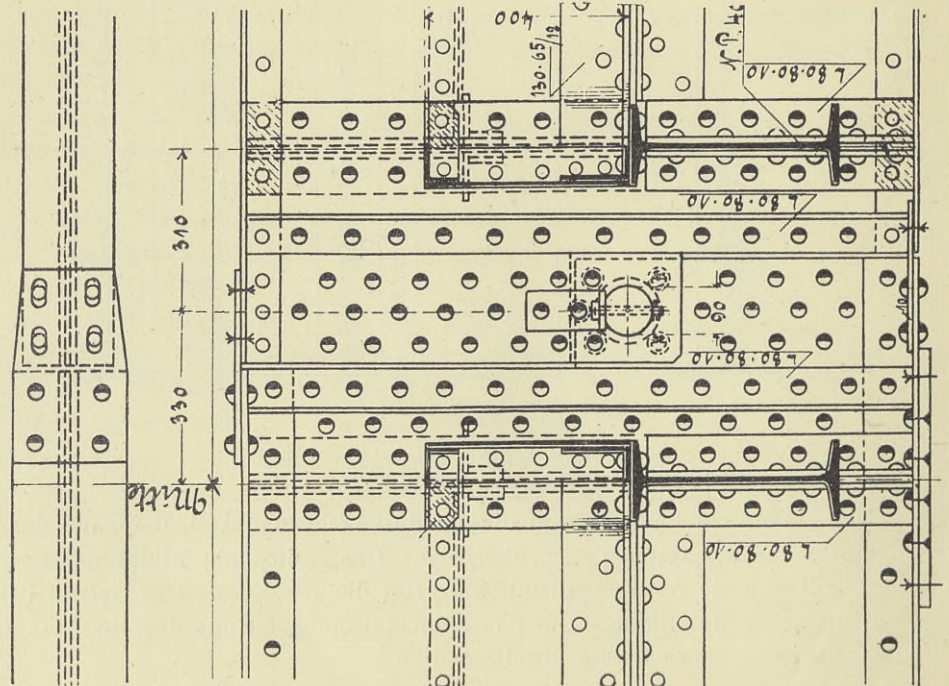


Abb. 906.

b Aufsicht.
Schrauben mit Langlöchern.



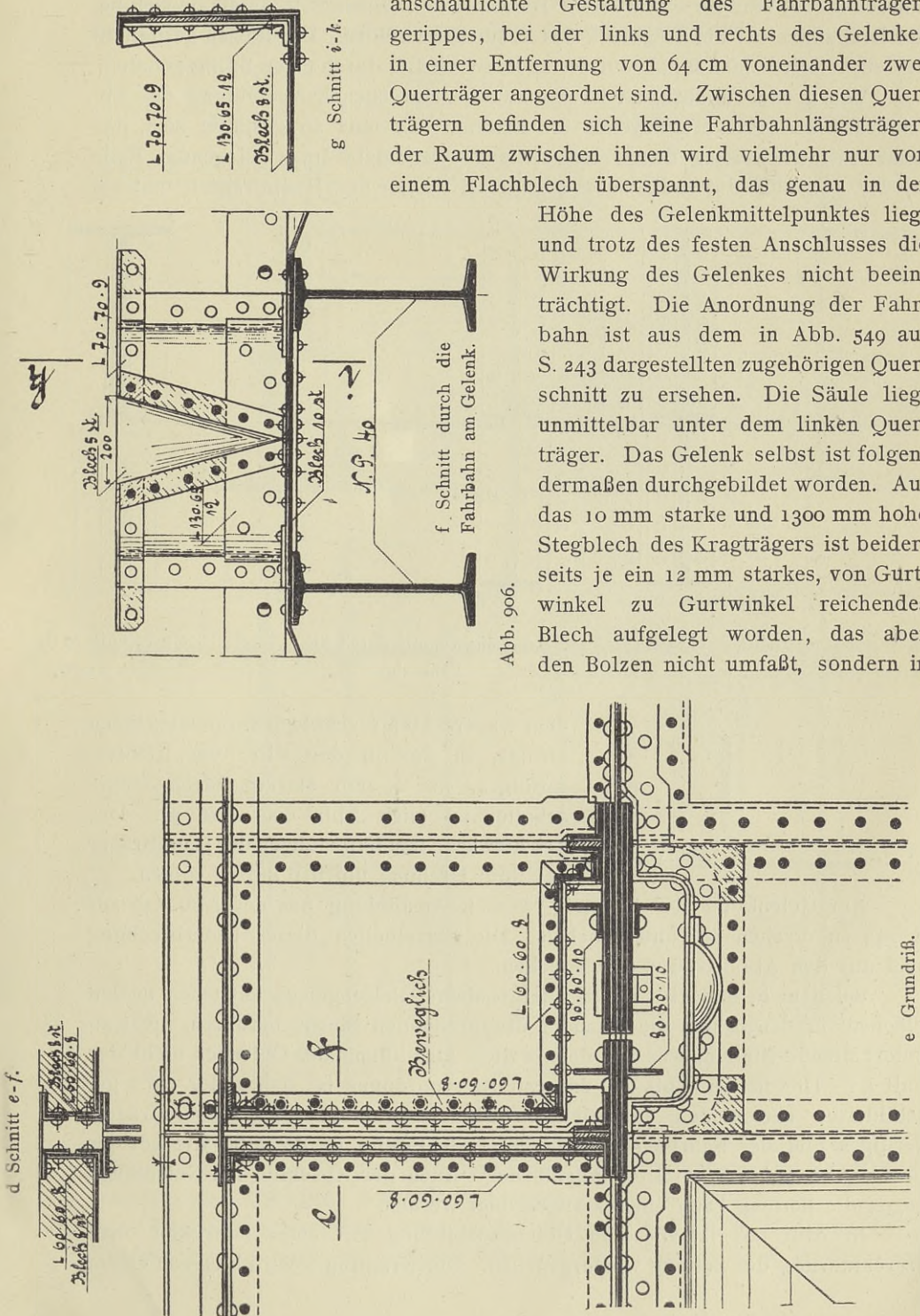
a Ansicht.

waren, die Erscheinung, daß der Schwebeträger bei Belastung des mittleren Teiles der Brücke vom Lager auf dem Widerlager abgehoben wurde.

Mehr zu empfehlen ist die in Abb. 906 veranschaulichte Gestaltung des Fahrbahnträgergerippes, bei der links und rechts des Gelenkes in einer Entfernung von 64 cm voneinander zwei Querträger angeordnet sind. Zwischen diesen Querträgern befinden sich keine Fahrbahnlängsträger; der Raum zwischen ihnen wird vielmehr nur von einem Flachblech überspannt, das genau in der

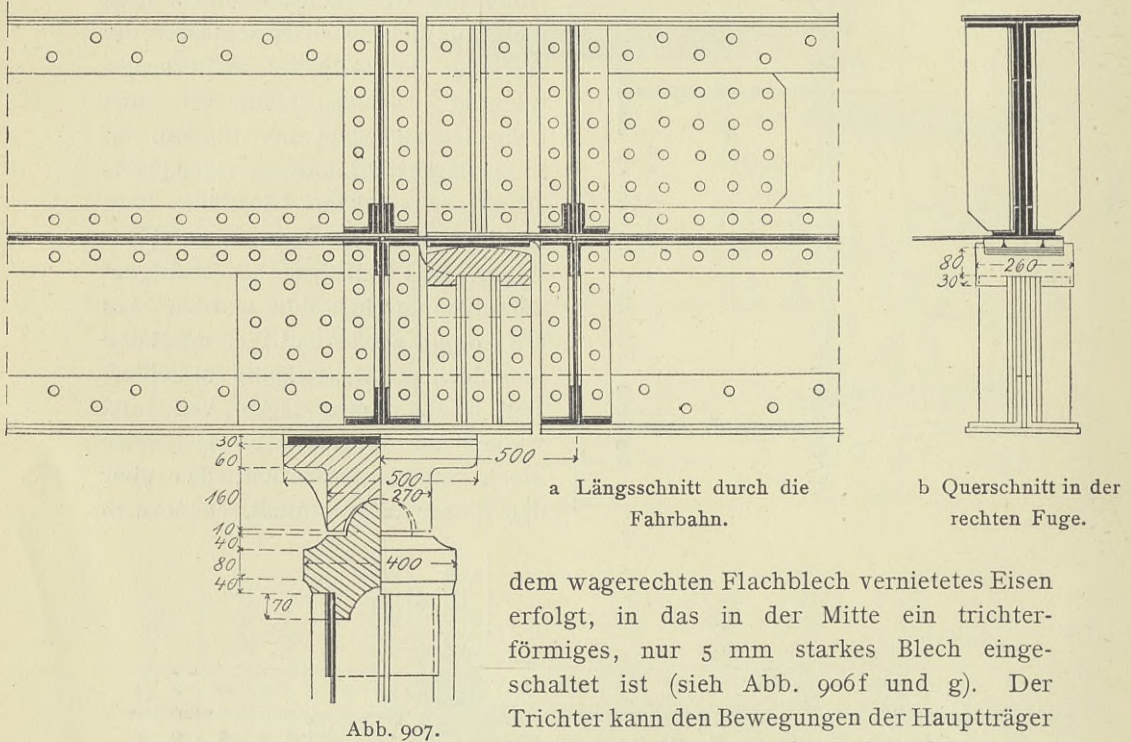
Höhe des Gelenkmittelpunktes liegt und trotz des festen Anschlusses die Wirkung des Gelenkes nicht beeinträchtigt. Die Anordnung der Fahrbahn ist aus dem in Abb. 549 auf S. 243 dargestellten zugehörigen Querschnitt zu ersehen. Die Säule liegt unmittelbar unter dem linken Querträger. Das Gelenk selbst ist folgendermaßen durchgebildet worden. Auf das 10 mm starke und 1300 mm hohe Stegblech des Kragträgers ist beiderseits je ein 12 mm starkes, von Gurtwinkel zu Gurtwinkel reichendes Blech aufgelegt worden, das aber den Bolzen nicht umfaßt, sondern in

Abb. 906.



Bolzenmitte endigt (Abb. 906c). Auf das Stegblech des Schwebeträgers sind beiderseits je zwei Bleche genietet worden. Die unmittelbar auf dem Stegblech liegenden Bleche enden in Bolzenmitte, die äußeren umfassen den Bolzen. Die inneren Bleche sind im schraffierten Teil um 1 mm abgehobelt, damit sie sich bei der Drehung nicht am Stegblech des Kragträgers reiben. Der Bolzen besitzt auf der einen Seite einen Bund, auf der anderen wird er durch einen Splint gehalten.

Von großer Wichtigkeit ist die zweckentsprechende Ausbildung des Abschlusses der Gelenkfuge gegen die Bettung. Er muß so gestaltet sein, daß keine Beeinträchtigung der Gelenkwirkung stattfindet. Im vorliegenden Falle ist der Abschluß durch ein senkrecht gestelltes, an den Hauptträgern und auf



dem wagerechten Flachblech vernietetes Eisen erfolgt, in das in der Mitte ein trichterförmiges, nur 5 mm starkes Blech eingeschaltet ist (siehe Abb. 906f und g). Der Trichter kann den Bewegungen der Hauptträger bei ihrer Drehung um den Bolzen folgen.

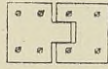
Am Gelenk ist der Fußsteig, dessen Ausbildung aus der Abb. 549 auf S. 243 zu ersehen ist, unterbrochen. Die Einzelheiten dieser Unterbrechung sind aus den Abb. 906 d u. e zu ersehen.

Bei dem in der Abb. 906 wiedergegebenen Bolzengelenk entstehen in den Flächen, in denen sich die einander übergreifenden Bleche berühren, nicht zu unterhaltende Stellen, was bei der zweiten Ausbildung des Gelenkes nicht der Fall ist. Die in der Abb. 907 dargestellte Anordnung ist daher der eben geschilderten entschieden vorzuziehen. Die Ausbildung des Fahrbahnträgergerippes und der Fahrbahntafel an der Gelenkstelle ist dieselbe wie bei der in der Abb. 906 dargestellten Ausführung. Auch der Abschluß der Gelenkfuge gegen die Bettung kann ebenso angeordnet werden.

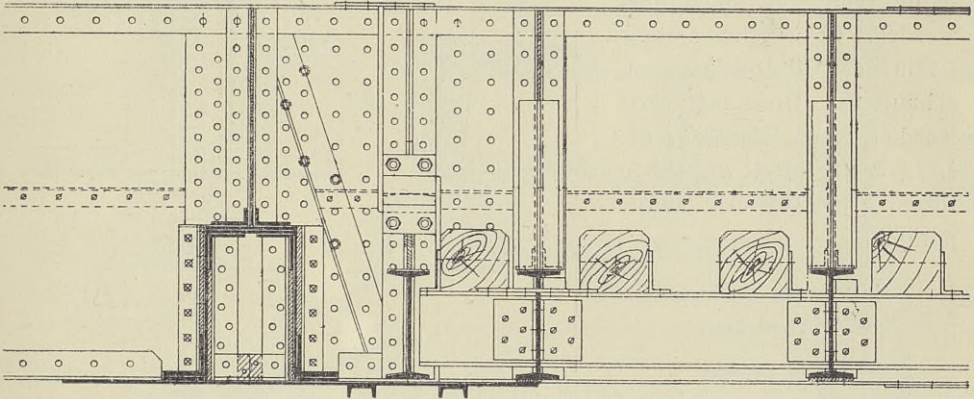
In Abb. 908 ist dieselbe Gelenkausbildung mit einer Fahrbahn ohne Durchführung der Bettung wiedergegeben. Der Kragträger wird hier von einem

Unterzug getragen, der in ihn eingeschachtelt ist. An der Gelenkfuge sind die Untergurte der benachbarten Hauptträger durch eine Platte miteinander verbunden, die die Längskräfte überträgt und Gurtung des durchgehenden Windverbandes ist. Das Fahrbahnträgergerippe ist rechts von dem unter dem Gelenk liegenden Querträger in der dargestellten Weise unterbrochen.

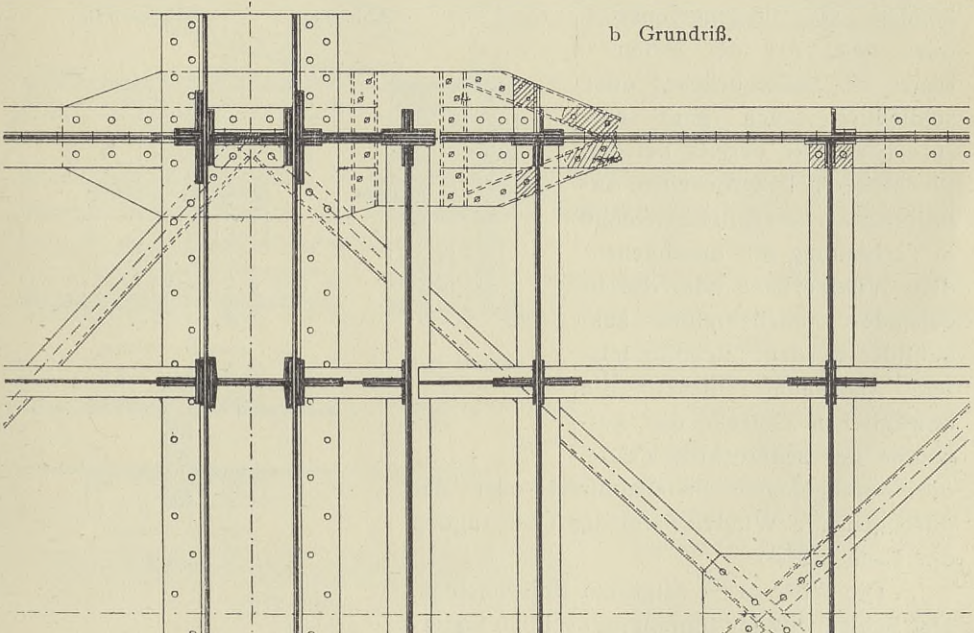
Abb. 908.



a Schnitt durch den Unterzug.



b Grundriß.



Ein bewegliches Gerbergelenk zeigt die Abb. 909. Hier ist der Schwebeträger mittels einer Blattfeder an dem Kragträger aufgehängt. Die Einzelheiten sind aus der Abbildung deutlich zu ersehen.

Gerberträger werden häufig in den zwischen den Enden liegenden Stützpunkten auf Unterzügen gelagert, die mit den Stützpfosten zu Portalen ver-

einigt sind. Sind nun mehr als zwei solcher Pfosten vorhanden, so wird die Berechnung dieser Portale verwickelt. Auch kann bei schlechtem Baugrund durch ungleiche Stützensenkungen eine sehr ungünstige Beanspruchung der Portale hervorgerufen werden. Diesen Übelständen kann durch Einschaltung von Gelenken in den Unterzug abgeholfen werden. Ein solches Gelenk ist in der Abb. 910¹⁾ veranschaulicht. Die Querkräfte werden durch Knaggen, die Längskräfte durch wagerecht liegende Blattfedern aufgenommen.

e) Gelenke in Fachwerk-Gerberbrücken.

α) Feste Gelenke.

Die festen Gelenke können als Bolzgelenke oder nach Art der festen Lager der Balkenbrücken oder schließlich auch ganz entsprechend der bereits bei den Blechträgern besprochenen Anordnung als bewegliche Gelenke in Verbindung mit durchgehendem Windverband oder durchgehender Fahrbahntafel ausgebildet werden. Bei der letzten Anordnung dienen die beweglichen Gelenke der Aufnahme der senkrechten Kräfte, die durchgehende Fahrbahntafel oder der durchgehende Windverband der Übertragung der Längskräfte.

Die Abb. 911²⁾ zeigt ein Bolzgelenk. Der Schwebeträger umfaßt mit seinem Lagerkörper einen durch den Endknotenpunkt des Kragträgers gesteckten Bolzen.

In der Abb. 913 ist das feste Gelenk des in der Abb. 912 in Ansicht und Grundriß dargestellten Gerberträgers veranschaulicht. Das Lager selbst ist

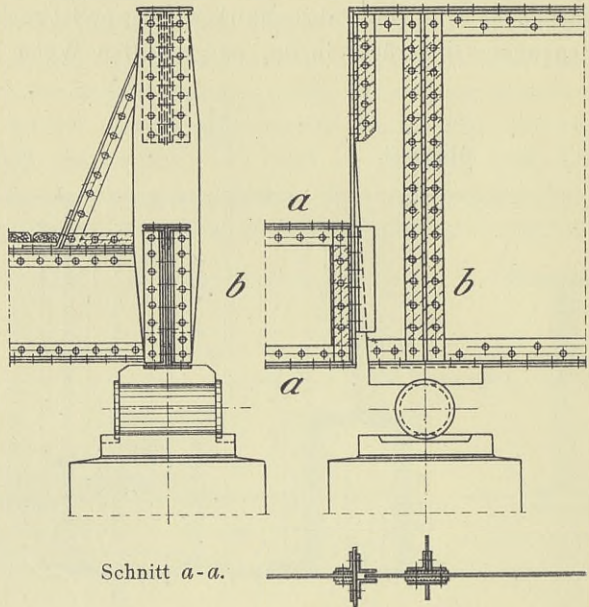


Abb. 909.

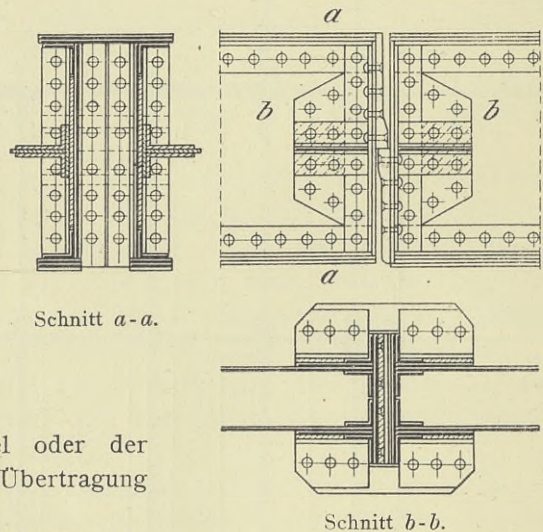


Abb. 910.

¹⁾ Brücke im Zuge der Artillerie- und Glogauer Straße in Posen. Ausgeführt von Breest u. Co., Berlin.

²⁾ Tribbe-Überbrückung. Ausgeführt von der Königs- und Laurahütte.

ein Gleitlager. Die Übertragung der Längskräfte auf die festen Auflager wird durch den Windverband bewirkt, der ebenfalls ein Gerberträger ist, aber in der Mitte der Querträger, die an den Gelenkpunkten der Hauptträger liegen, feste Gelenke besitzt.

Ein regelrechtes Bolzengelenk ist in der Abb. 914¹⁾ wiedergegeben. Die Knotenbleche des Schwebeträgers (rechter Träger) greifen über die Knoten-

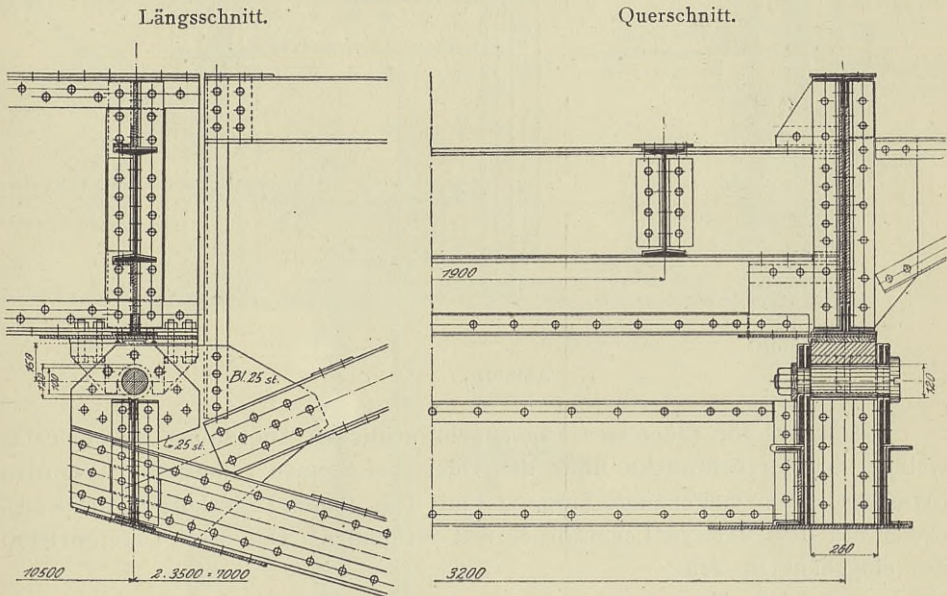


Abb. 911.

bleche des Kragträgers. In den Berührungsflächen sind selbstverständlich alle Nietköpfe zu versenken. Ein Bolzen, der die Knotenbleche beider Träger durchdringt, stellt die Verbindung her.

Ein festes Gelenk der dritten Art zeigt wieder Abb. 915.²⁾ Die Querkkräfte werden oben an den Pfosten durch Schrauben, die in Langlöchern sitzen (siehe Schnitt *a-a*) und eine geringe Bewegung in der Längsrichtung gestatten, übertragen. Zur Aufnahme der Längskräfte dient die die Untergurte verbindende Blattfeder.

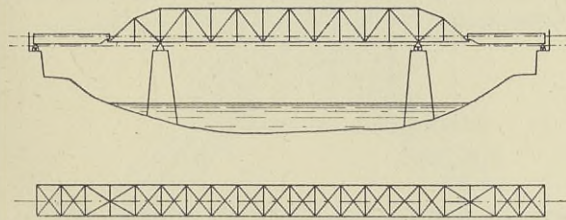


Abb. 912.

ist in der Abb. 916³⁾ veranschaulicht. Mit der Spitze des Kragarmes und dem

¹⁾ Baumgartenbrücke. Ausgeführt von C. H. Jucho-Dortmund.

²⁾ Kaisersteg bei Niederschönweide. Entworfen von Müller-Breslau, ausgeführt von Klönne-Dortmund.

³⁾ Von der Gesellschaft Union-Dortmund ausgeführt.

Ende des eingehängten Trägers (versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub) ist je ein gußstählerner Lagerkörper verschraubt, die zwischen sich einen Zapfen fassen.

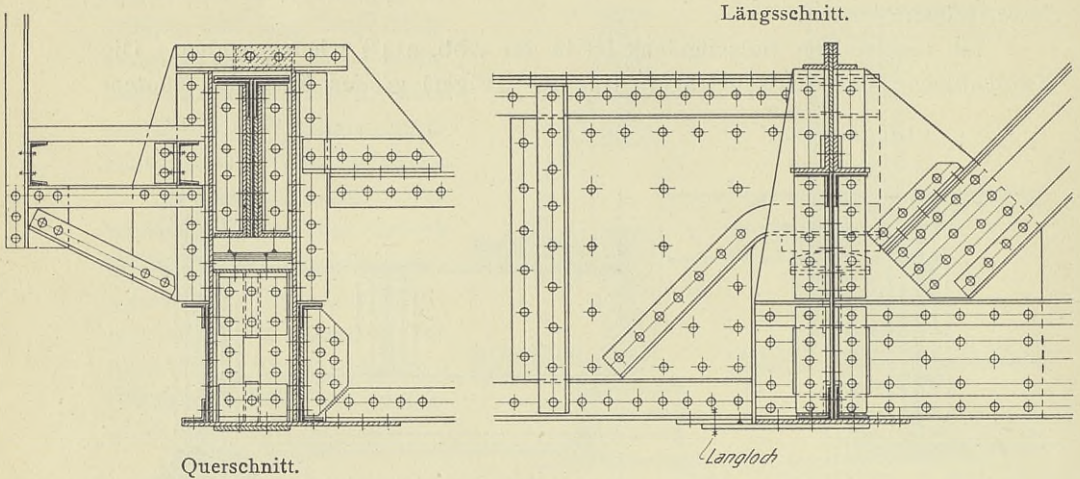


Abb. 913.

Nach der für die festen Lager gebräuchlichen Anordnung ist auch das Gelenk der Straßenbrücke über die Oder bei Steinau¹⁾ ausgeführt worden (Abb. 917). Der eingehängte Träger ist mit dem oberen Lagerkörper, der Kragträger mit dem unteren Lagerkörper fest verbunden. Der erste Untergurtstab des eingehängten Trägers und der erste Obergurtstab des Kragträgers sind an den unter und über dem Gelenkpunkt liegenden Knotenblechen mit Schrauben in Langlöchern angeschlossen und hindern so nicht die Drehung der Hauptträger um den Gelenkpunkt. Über dem Gelenk liegt der die Hauptträger verbindende Querträger; unter dem Gelenk ist eine Querversteifung eingefügt.

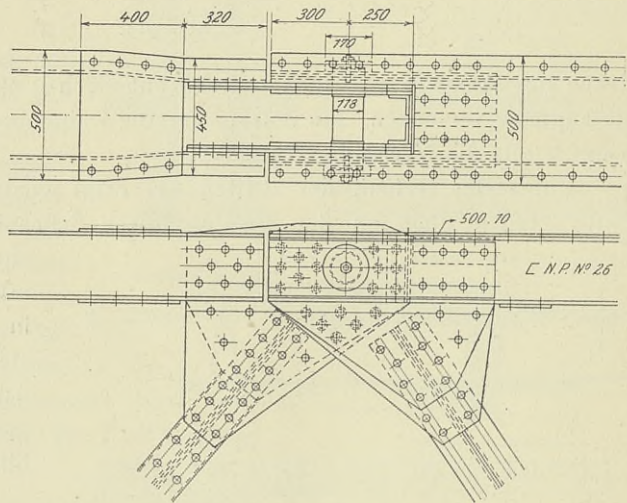


Abb. 914.

Beide sind miteinander durch eine die Gelenkwirkung nicht beeinträchtigende Flacheisenvergitterung verbunden, welche die wagerechten, quer zur Brücke wirkenden Kräfte vom Querträger der Querversteifung zuführt. Der in der Ebene des Untergurtes liegende Windverband ist natürlich am Gelenkpunkt

¹⁾ Entwurf und Ausführung der Firma Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

unterbrochen. (Vergl. die Abhandlung auf S. 374.) Die längsverschiebliche Lagerung des Windverbandes des eingehängten Trägers am Ende des Windverbandes des Kragträgers ist aus Abb. 917a und c zu ersehen. Vom Kragträger ragt ein wagerechtes Blech zum Schwebeträger hinüber, gegen das sich zwei mit dem wagerechten Knotenblech des letzteren vernietete Winkel legen. Einige durch Langlöcher gesteckte Schrauben verbinden die Knotenbleche in senkrechter Richtung.

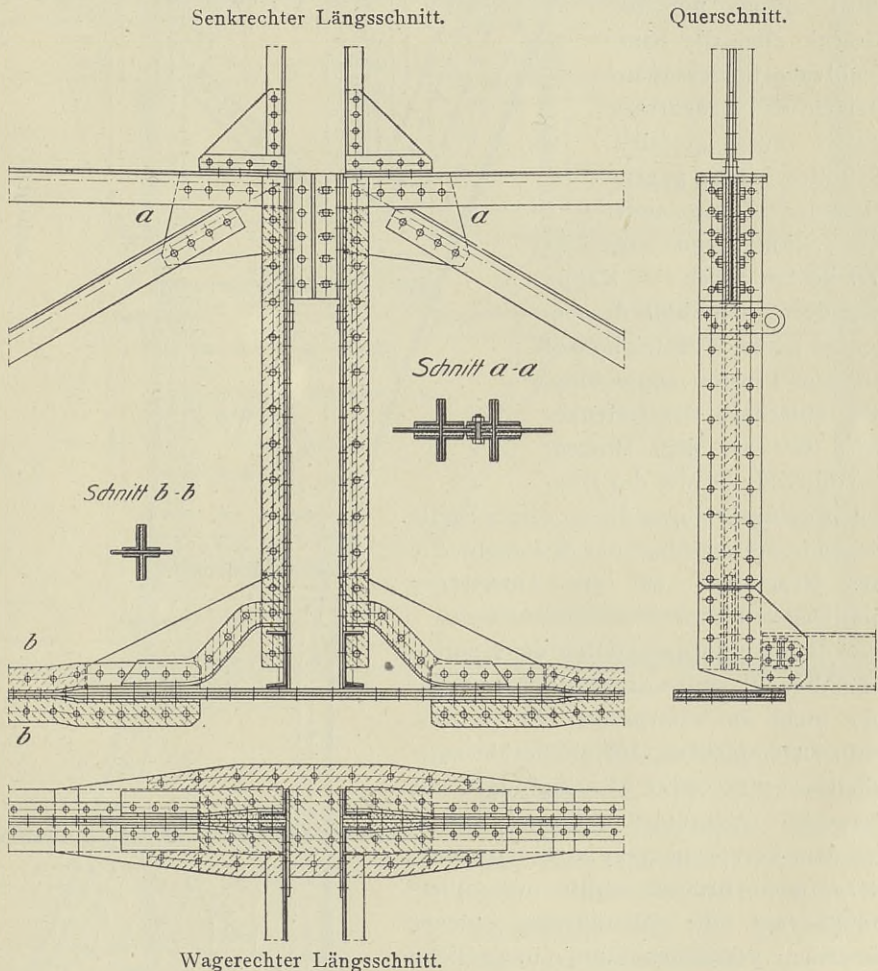


Abb. 915.

Die Abb. 919¹⁾ zeigt das Gelenk in den Seitenöffnungen des in der Abb. 918 wiedergegebenen Gerberbogenträgers. Die zum Kragträger gehörigen Teile sind rot, die zum Schwebeträger gehörigen Teile schwarz gedruckt. Die am Gelenkpunkt zusammenlaufenden Stäbe beider Träger sind beiderseits an einem aus vier Knotenblechen bestehenden Bündel angeschlossen. Die Knotenblechbündel des Kragarmes und des Schwebeträgers übergreifen einander. In den Berührungsflächen sind alle Niete versenkt. Die Verbindung wird durch

¹⁾ Ausgeführt von der Union-Dortmund bei der Südbrücke in Köln.

einen schmiedestählernen Bolzen hergestellt, der in seiner Lage durch Muttern und Druckscheiben festgehalten wird. Rings um das Gelenk sind die Knotenbleche beider Wandungen des Kragarmes durch radial gestellte Schotten kräftig gegeneinander ausgesteift. Zum Schutz gegen Regen ist der Bolzen durch eine Kappe abgedeckt. Oberhalb des Gelenkes ist das Fußsteigkonsol an dem Pfosten angeschlossen, unterhalb des Gelenkes wird der aus dem Moment herrührende Druck des Konsolanschlusses durch die an dieser Stelle liegende Aussteifung der Knotenbleche des Kragarmes auf den Querträger übertragen.

Die Berührungsstellen der Knotenblechbündel sind unzugänglich und daher nicht zu unterhalten. Es ist deshalb zu empfehlen, auf die Berührungsflächen 5 mm starke Messingbleche mit versenkten Schrauben aufzuschrauben, die dem Verrosten nicht ausgesetzt sind. Bei großen Brücken sollte man überhaupt auf die Ausführung solcher Gelenke verzichten und bewegliche Gelenke, die, wie z. B. die im folgenden beschriebenen langen Stützpendel, in allen Teilen unterhalten werden können, in Verbindung mit durchgehendem Windverband oder durchgehender Fahrbahntafel anordnen.

β) Bewegliche Gelenke.

Die beweglichen Gelenke der Auslegerbrücken stellt man dadurch her,

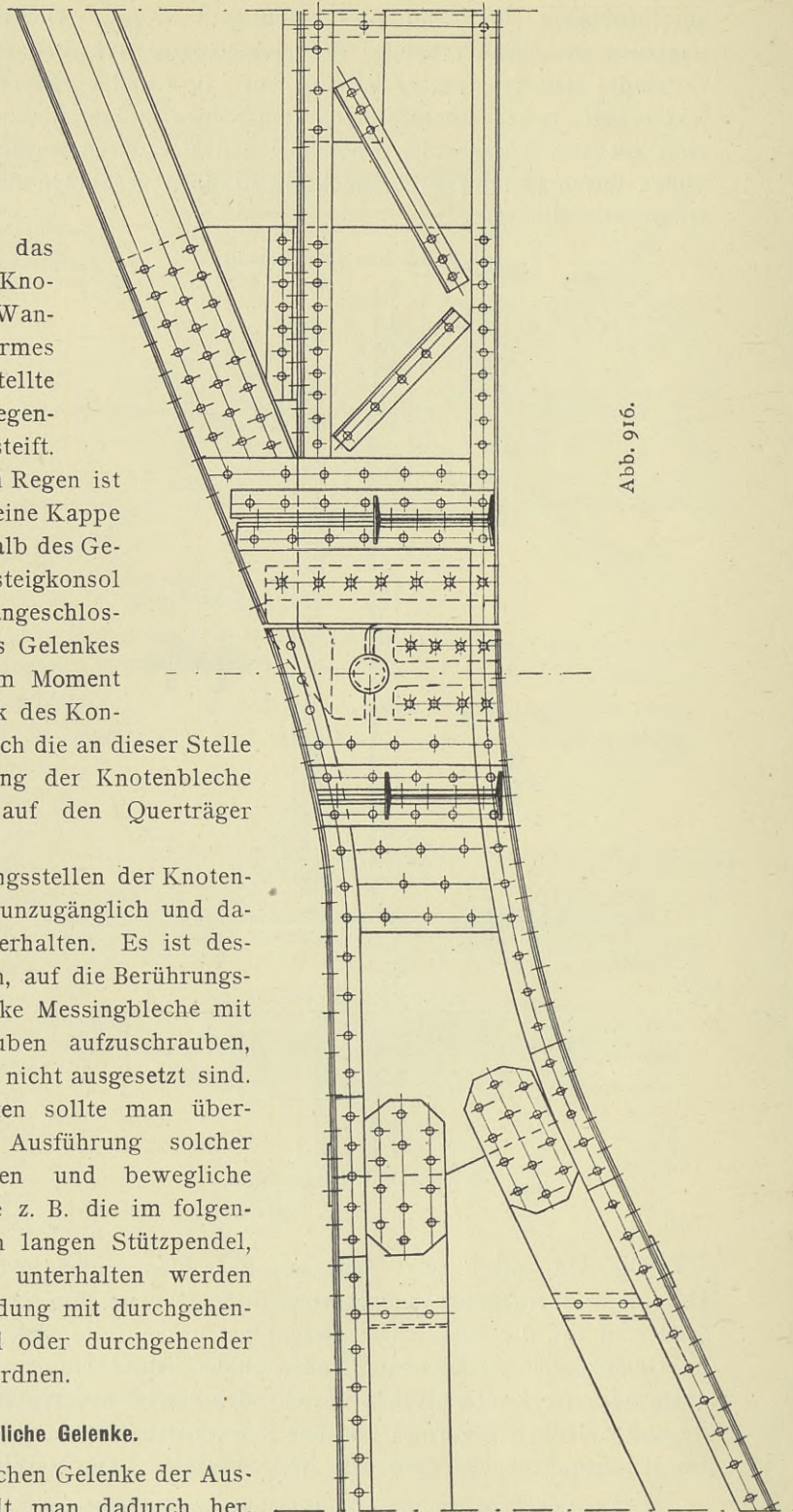
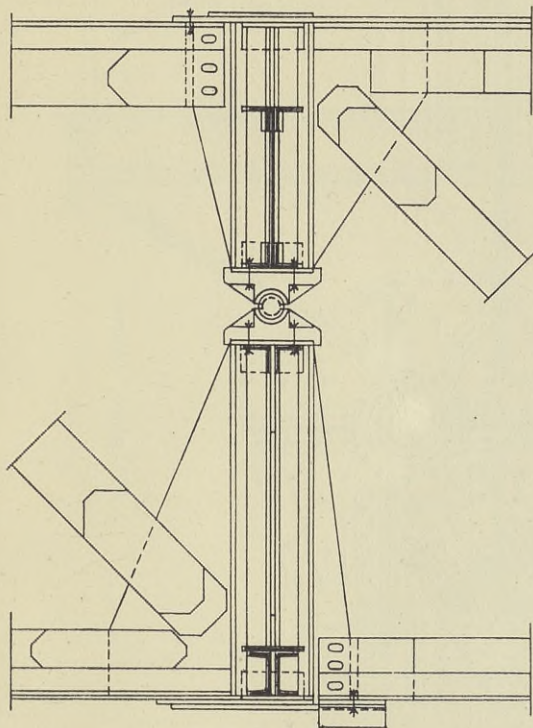


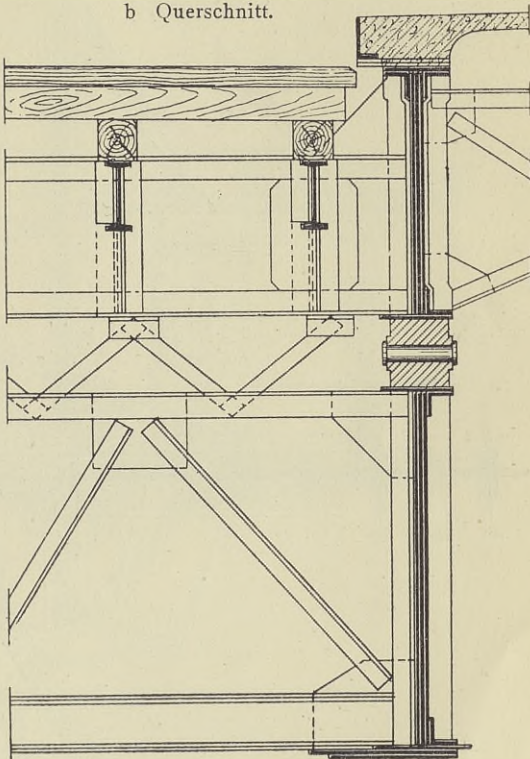
Abb. 916.

daß man den Schwebeträger mittels eines Rollen-, Stelzen- oder Pendellagers, oder auch mittels einer Pendelsäule auf dem Kragträger lagert, schließlich auch dadurch, daß man den eingehängten Träger mittels eines Hängependels am Kragträger aufhängt.

a Längsschnitt durch die Fahrbahn.



b Querschnitt.



c Grundriß.

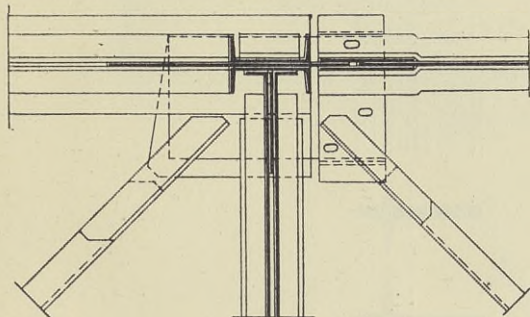


Abb. 917.

Die Abb. 920 zeigt die bewegliche Lagerung eines Schwebeträgers (Blechbalken) auf einem fachwerkartigen Kragarm mittels eines Rollenlagers. Dieses ist nach den in der Abhandlung über die beweglichen Lager der Balkenbrücken gegebenen Gesichtspunkten ausgebildet worden.

In der Abb. 922¹⁾ ist das bewegliche Gelenk des in der Abb. 921

¹⁾ Warthebrücke bei Stobnica. Ausgeführt von der Königs- und Laurahütte.

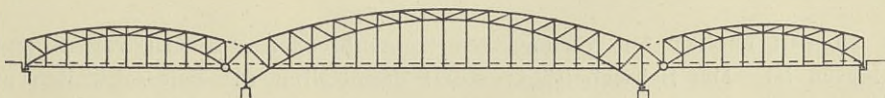


Abb. 918.

wiedergegebenen Gerberträgers dargestellt. Hier ruht der Schwebeträger nicht unmittelbar auf dem fachwerkartigen Kragträger, sondern auf einem Unterzug,

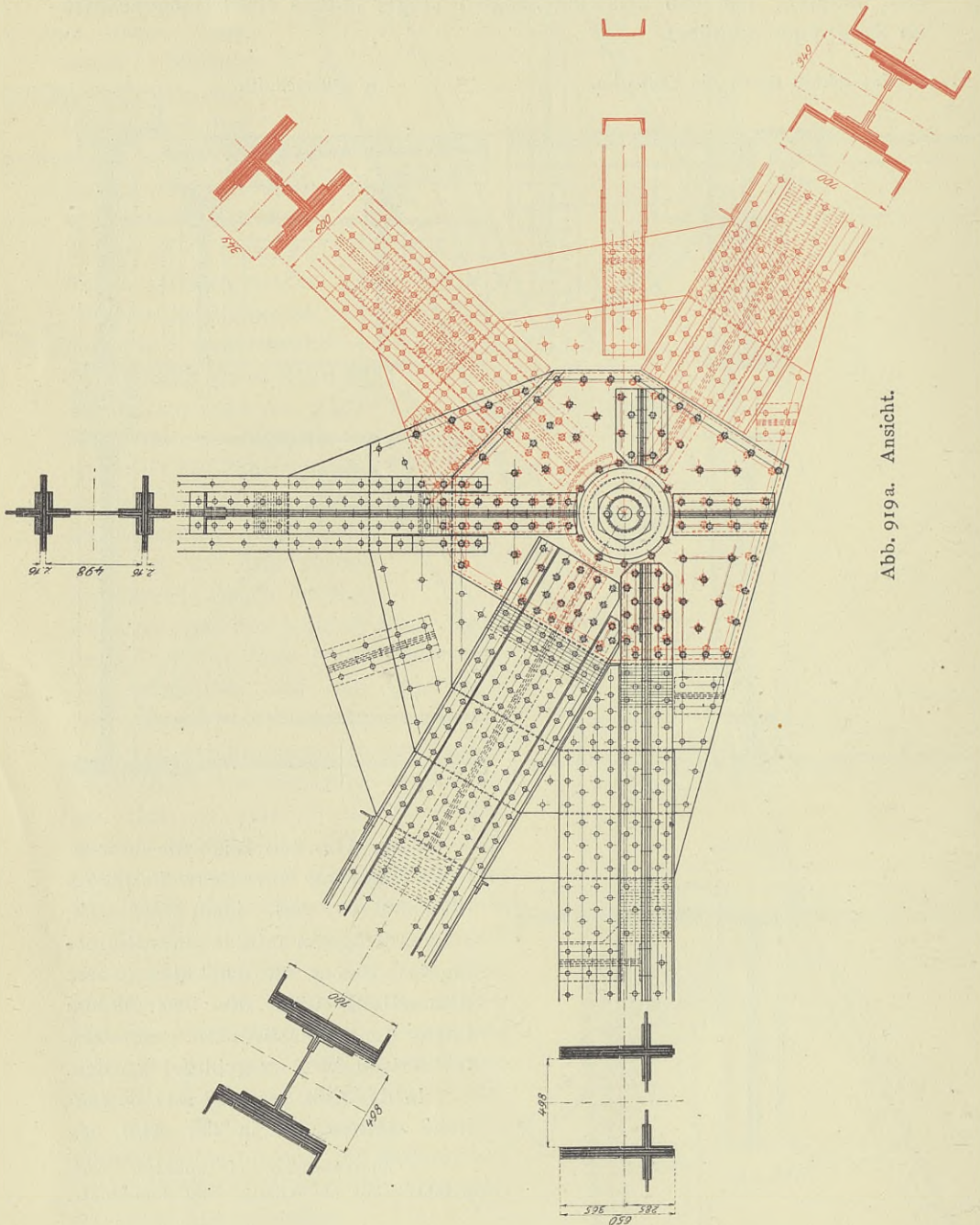


Abb. 919a. Ansicht.

der an den nach unten verlängerten Knotenblechen des Kragträgers angeschlossen ist. Der Schwebeträger stützt unmittelbar die Querschwellen und liegt in der Verlängerung der Fahrbahnlangsträger des Kragträgers. Die tiefe

Lage des Unterzuges ergab sich aus dem Umstande, daß die Oberkanten des Schwebeträgers und der Fahrbahnlängsträger des Kragträgers in gleicher Höhe

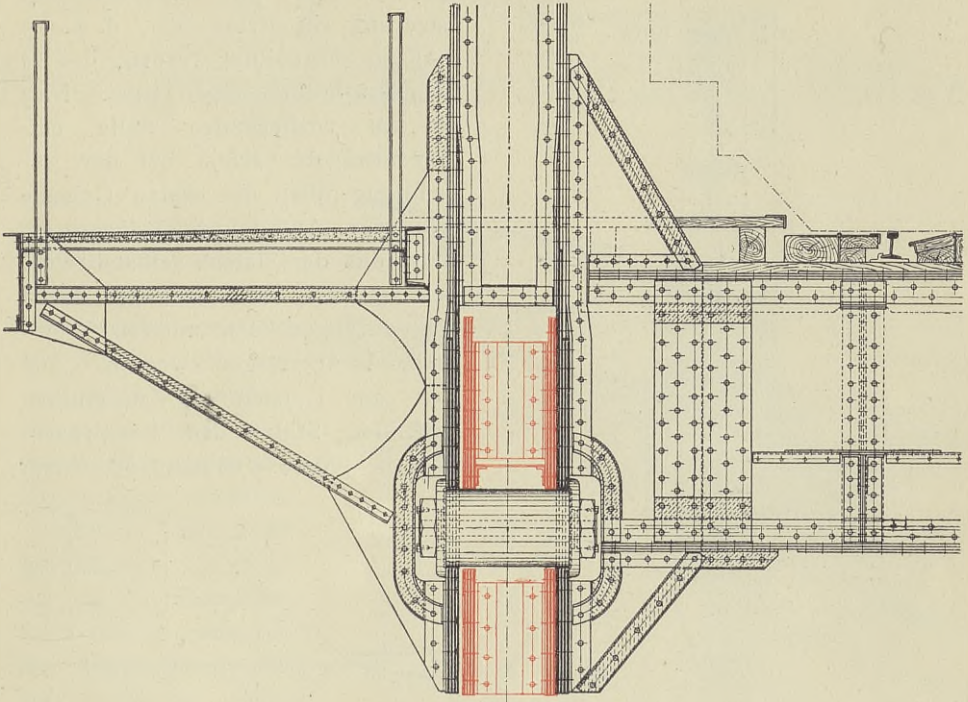


Abb. 919b. Querschnitt.

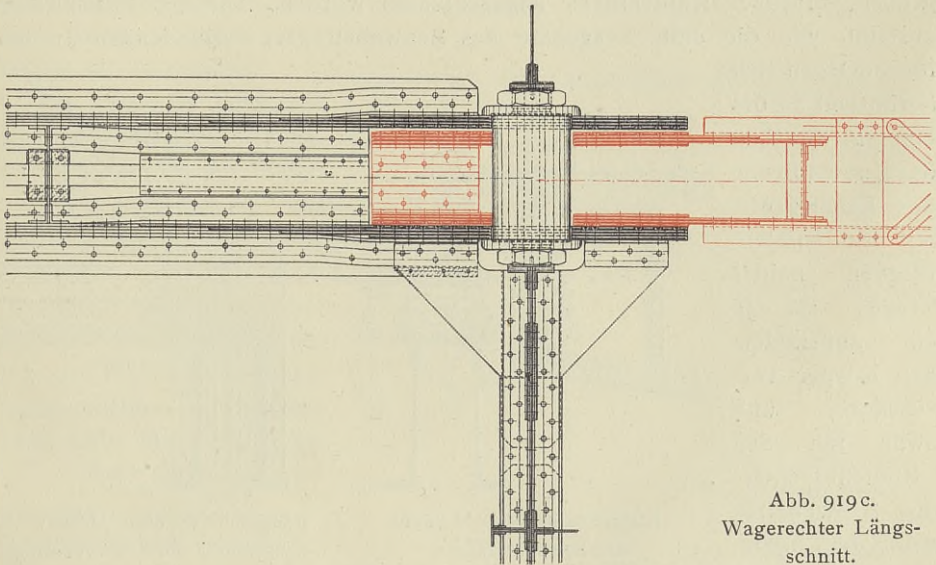


Abb. 919c.
Wagerechter Längs-
schnitt.

liegen. Der Schwebeträger ist vorn schnabelartig verlängert und durch den Endquerträger gesteckt, wo er auch bei starken Senkungen und Verschiebungen des benachbarten Pfeilers ein Auflager findet.

Kragträgers der untere. Der obere Lagerkörper stützt sich mittels einer Stelze auf den unteren. Zwischen der Stelze und dem unteren Lagerkörper ist noch

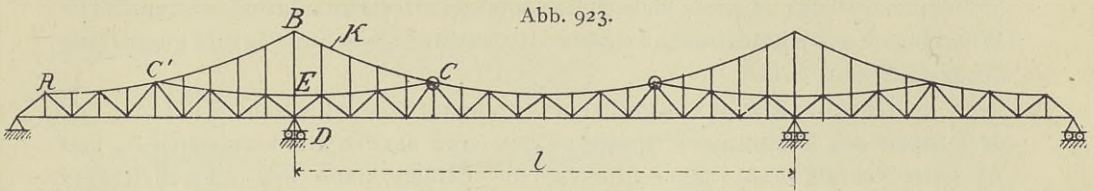


Abb. 923.

ein durch einen Keil in der Höhenlage verstellbares Gußstück eingeschaltet. Die Sicherung der Stelze gegen unbeabsichtigte Verschiebungen ist durch vorstehende Rippen an den Lagerkörpern bewirkt.

Dieses bewegliche Gelenk ist nichts anderes als ein Einrollenlager und aus dem bei der Besprechung des Einrollenlagers angegebenen Grunde für Fachwerkträger nur bei sehr geringen Bewegungen zu verwenden.

Bei größeren Bewegungen sind längere Hänge- oder Stützpendel am Platze.

Die Aufhängung des Schwebeträgers an dem Kragträger mittels eines Hängependels ist in Abb. 925 in der Übersicht und in der Abb. 926 in den Einzelheiten wiedergegeben. Der nutzbare Querschnitt des Pendels be-

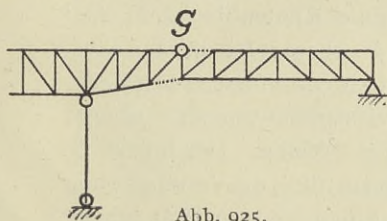


Abb. 925.

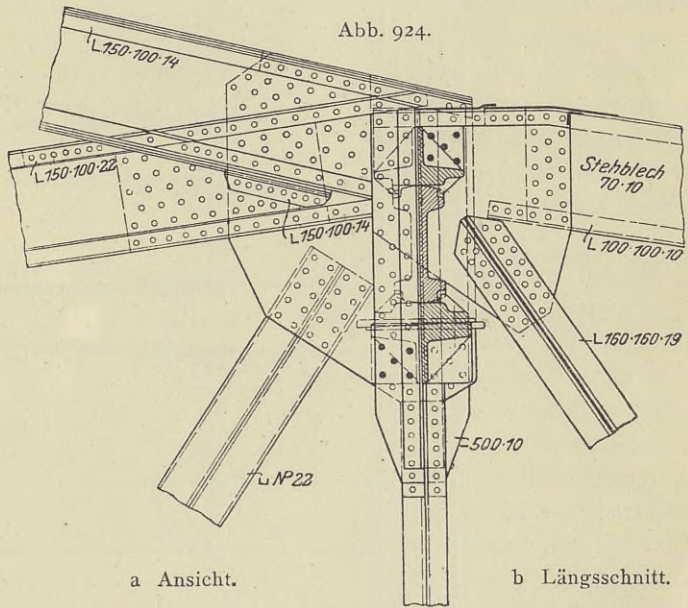


Abb. 924.

a Ansicht.

b Längsschnitt.

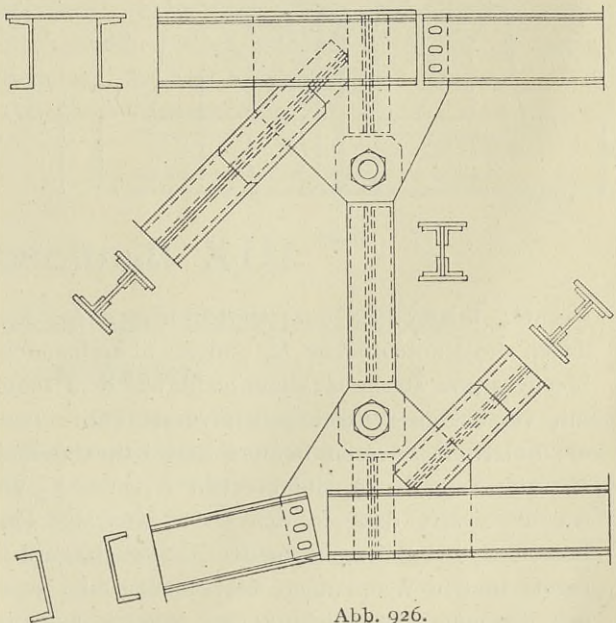


Abb. 926.

steht aus zwei Flacheisen, die beide miteinander durch Winkel- und Flacheisen verbunden sind. Der Anschluß des Pendels an den Knotenblechen der Endknotenpunkte des Krag- und Schwebeträgers erfolgt durch Bolzen. Die Wandungen der Knotenpunkte sind in der Verlängerung des Pendels gegenseitig ausgesteift.

In der Abb. 927 ist ebenfalls eine Pendelaufhängung veranschaulicht. Die drei Stäbe des Kragträgers (linker Träger) sind an den Knotenblechen K_4 und K_5 (sich Schnitt $b-b$) angeschlossen, die beiden Stäbe des Schwebeträgers

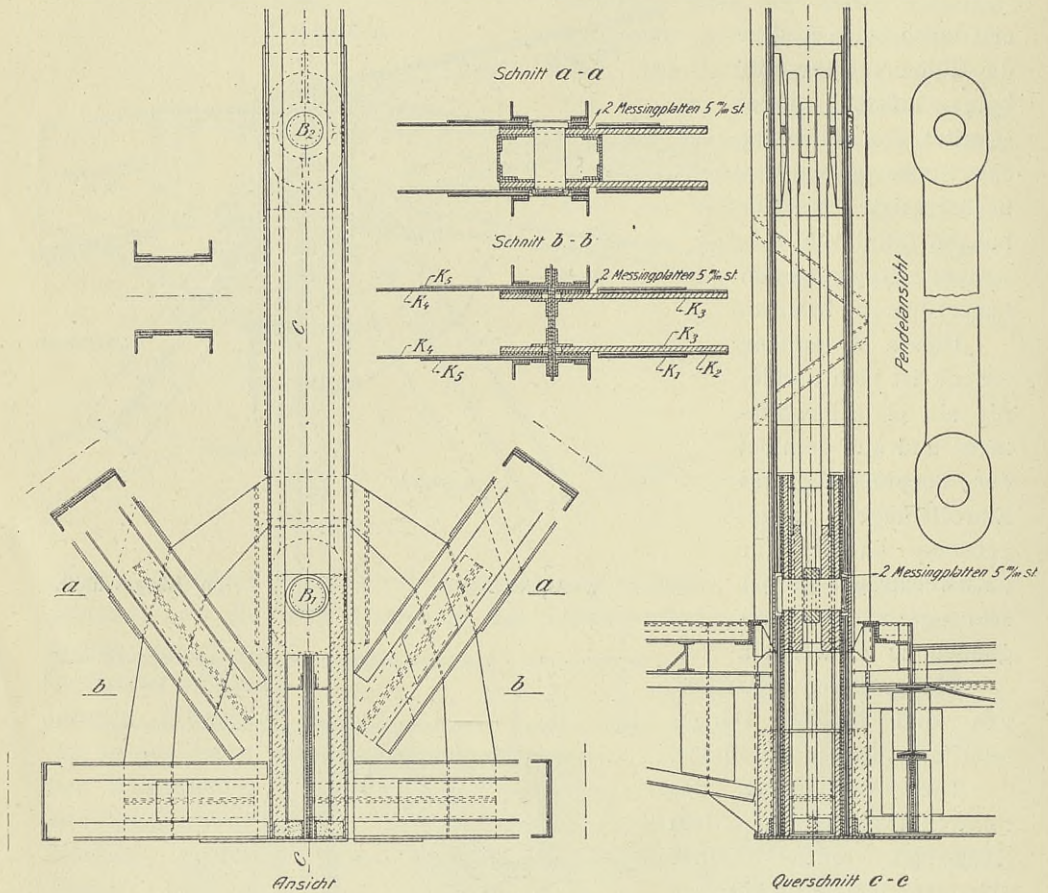


Abb. 927.

(rechter Träger) an den Knotenblechen K_1 , K_2 und K_3 . In den Flächen, in denen die Knotenbleche K_3 und K_4 übereinander greifen, sind auf die Knotenbleche 5 mm starke Messingbleche aus dem schon früher besprochenen Grunde mit versenkten Stiftschrauben verschraubt. Durch die Knotenbleche K_3 faßt ein Bolzen B_1 , dessen beiderseitige Köpfe (Schnitt $a-a$) in solch großen Aussparungen in den Knotenblechen K_4 und K_5 und in dem Pfosten des Kragträgers sitzen, daß sie den Drehungen des Doppelpendels um den oberen Bolzen B_2 bei Bewegungen des Schwebeträgers folgen können. Der Bolzen B_2 lagert in den Wandungen des Pfostens und in Lagern, die zur Verminderung der Biegungsbeanspruchung des Bolzens angeordnet und an den Wandungen

des Pfostens verschraubt sind. Der Querträger und das Fußsteigkonsol sind an dem Pfosten angeschlossen. Die aus dem Moment des Konsolanschlusses herrührende Druckkraft wird durch die Aussteifung der Knotenbleche des Schwebeträgers auf den Querträger übertragen. Zur Aufnahme der Zugkraft durchdringt ein in das Konsol und den Querträger fassendes Blech die Knotenbleche K_5 und K_4 , die Wandungen des Pfostens und unter dem nötigen Spielraum für die Bewegung des Schwebeträgers die Knotenbleche K_3 (sich Schnitt $b-b$).

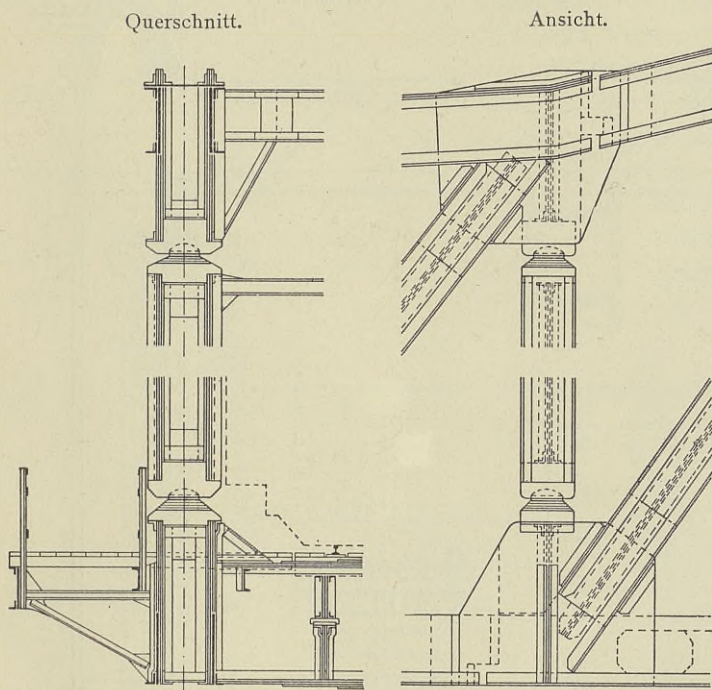


Abb. 928.

Wie aus der Abbildung zu ersehen ist, entstehen bei dieser Ausbildung des Gelenkes viele schwer oder gar nicht zu unterhaltende Stellen. Namentlich für große Brücken ist deshalb die in der Abb. 928 veranschaulichte Ausbildung der beweglichen Gelenke als Stützpendel vorzuziehen. Hier sind nirgends unzugängliche oder schwer zu unterhaltende Stellen vorhanden. Allerdings treten die Gelenke sehr in die Erscheinung. Es liegt aber auch kein Grund vor, bei einem Gerberträger mit den Gelenken Verstecken zu spielen.

Abschnitt XIII.

Eiserne Säulen und eiserne Pfeiler.

A. Säulen.

Die Balkenträger auf mehreren Stützen mit Gelenken und ohne Gelenke werden bei geringeren Stützweiten in allen den Fällen, wo es, wie z. B. bei Überführungen über städtische Straßen, darauf ankommt, möglichst wenig Raum wegzunehmen, in den Stützpunkten zwischen den Widerlagern auf Pendelsäulen gelagert. Für ihre Wahl kann neben diesem Umstande auch die Kostenfrage ausschlaggebend sein. Sie müssen mit dem Überbau derartig verbunden und unten derartig gestützt sein, daß sie die Bewegungen des Über-

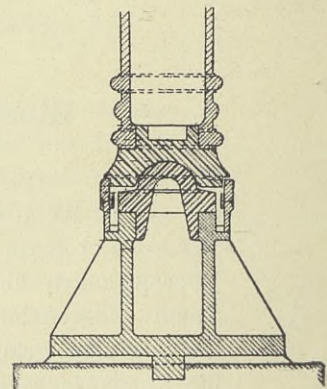
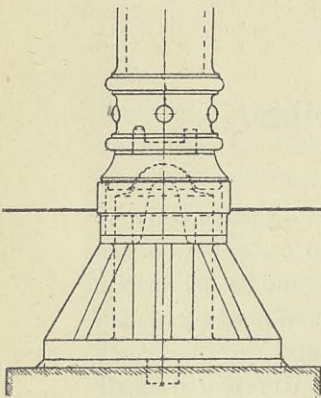
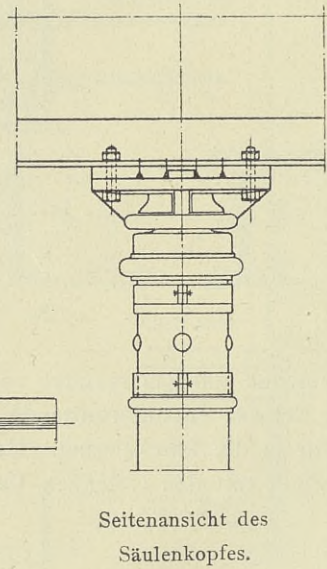
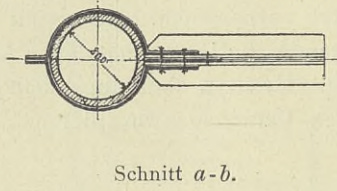
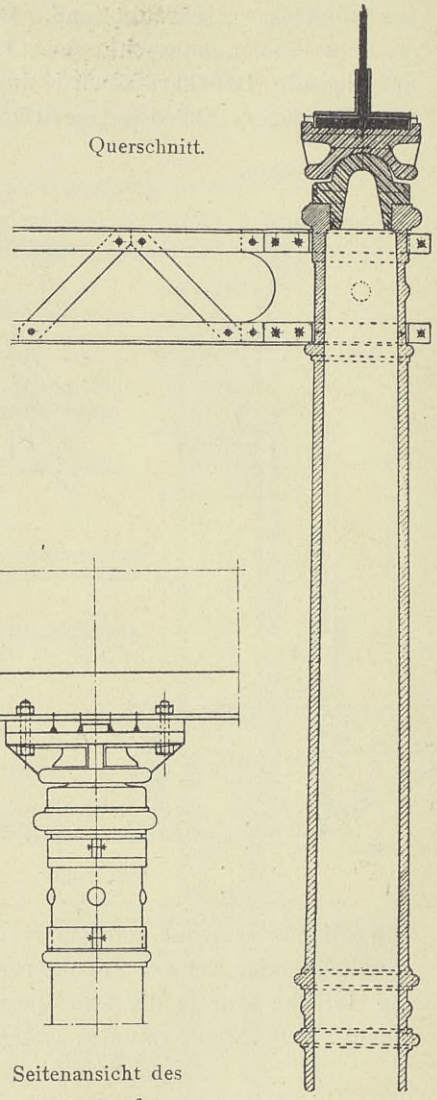
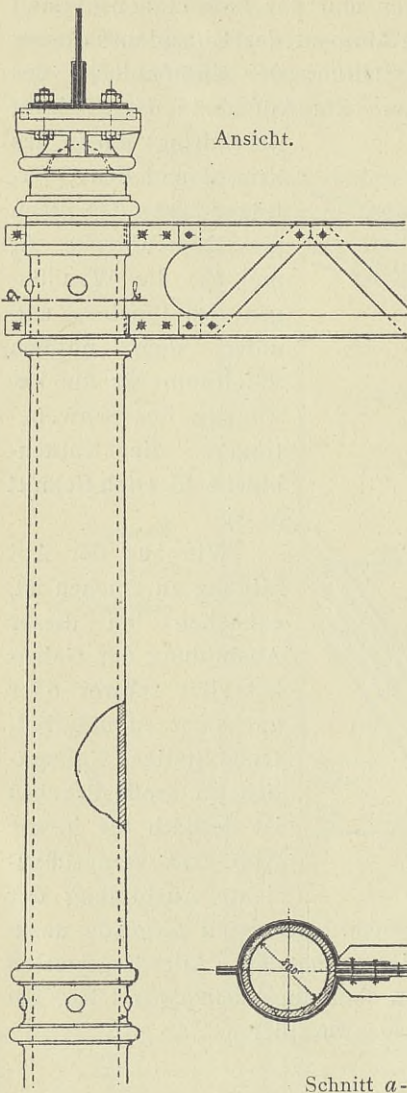
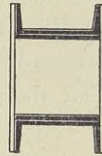


Abb. 929.

baues in der Längsrichtung der Brücke nicht behindern. Sie werden zu diesem Zwecke am Kopf- und Fußpunkt mit Gelenken versehen; sie sind früher fast ausschließlich aus Gußeisen hergestellt worden und werden auch jetzt noch häufig aus diesem Stoff gefertigt, während für die Gelenke selbst jetzt ausschließlich Stahlguß verwendet wird.

Querschnitt.



Ein gußeisernes Säulenpaar ist in der Abb. 929 veranschaulicht worden. Auf einem gußeisernen Bock ruht ein stählernes Kugellager,

Schnitt e-f.

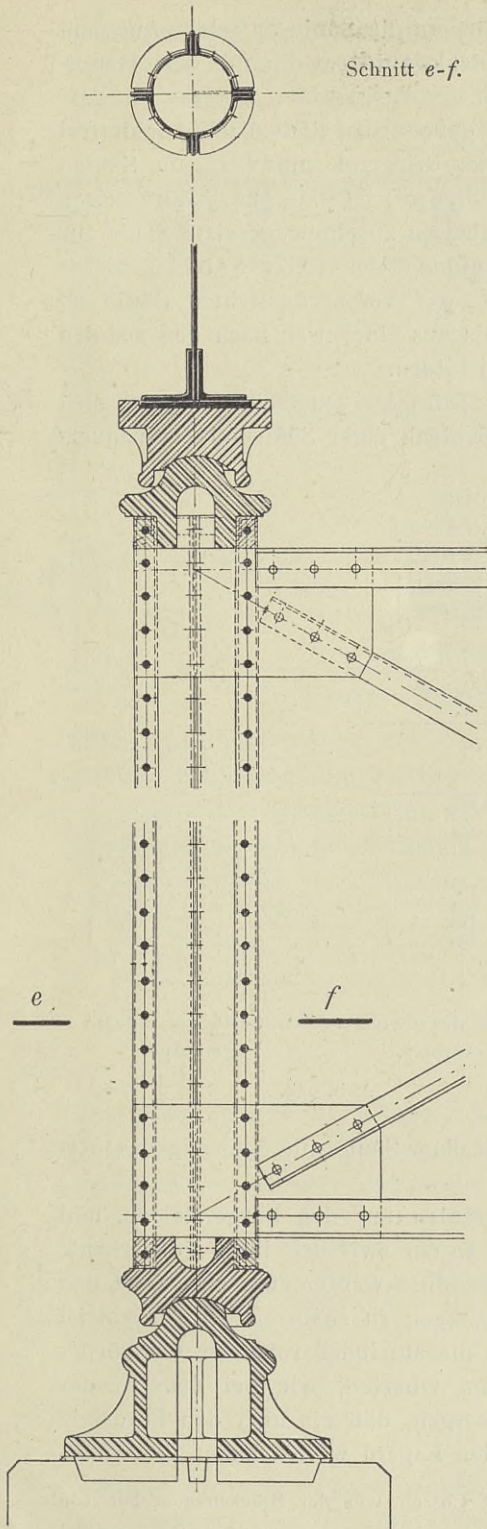
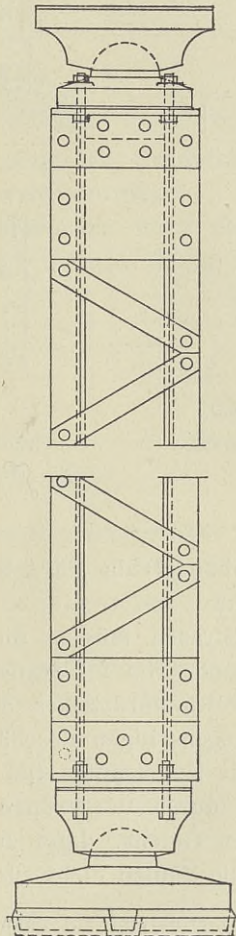


Abb. 930.

Ansicht von vorn.



Ansicht von der Seite und Schnitt durch die Gelenke.

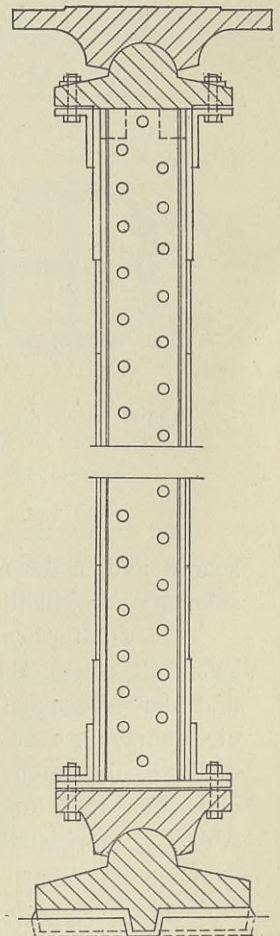


Abb. 931.

auf das sich mittels eines stählernen Gußkörpers die Säule aufsetzt. Auf dem Kopf der Säule lagert ein zweites Kugelgelenk, auf dem der mit dem Hauptträger verschraubte obere Lagerkörper ruht.

Die Erfahrung hat gezeigt, daß die gußeisernen Säulen nicht fehlerfrei hergestellt werden können. Es wird daher dringend empfohlen, die Säulen stets aus Walzprofilen zu bilden. In der Abb. 930¹⁾ ist eine aus Quadranteisen und in der Abb. 931 eine aus \square - und Flacheisen zusammengesetzte Säule zur Darstellung gebracht worden. Die Ausbildung der Gelenke bietet nichts Neues. Die Vergitterung der in der Abb. 931 veranschaulichten Säule ist besser aus Winkeleisen oder Hespeneisen als aus Flacheisen nach den auf den Seiten 99 u. 100 erläuterten Grundsätzen zu bilden.

Auch der Kreuzquerschnitt und der I-förmige Querschnitt eignen sich für Säulen. In der Abb. 932²⁾ ist das Fußgelenk einer Säule mit Kreuzquer-

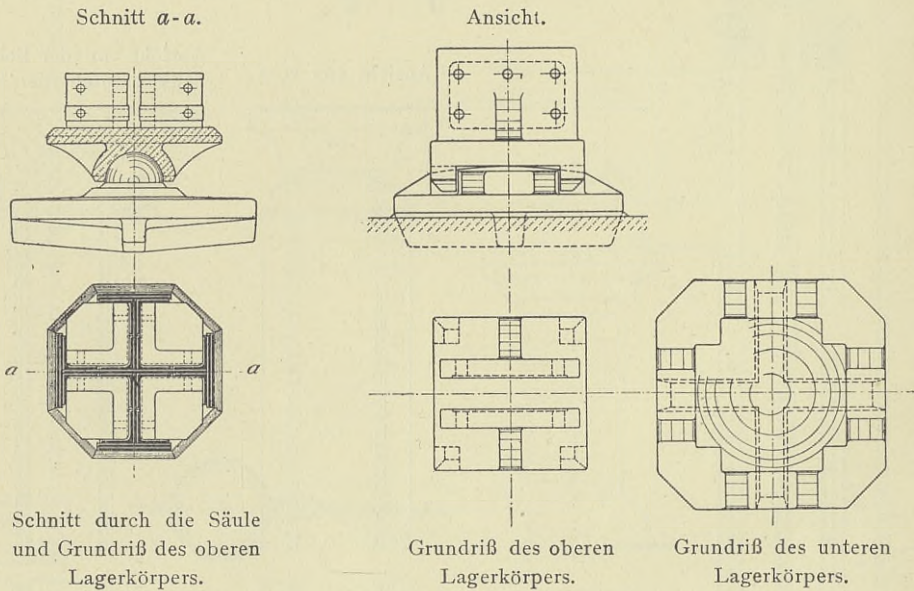


Abb. 932.

Abb. 933.

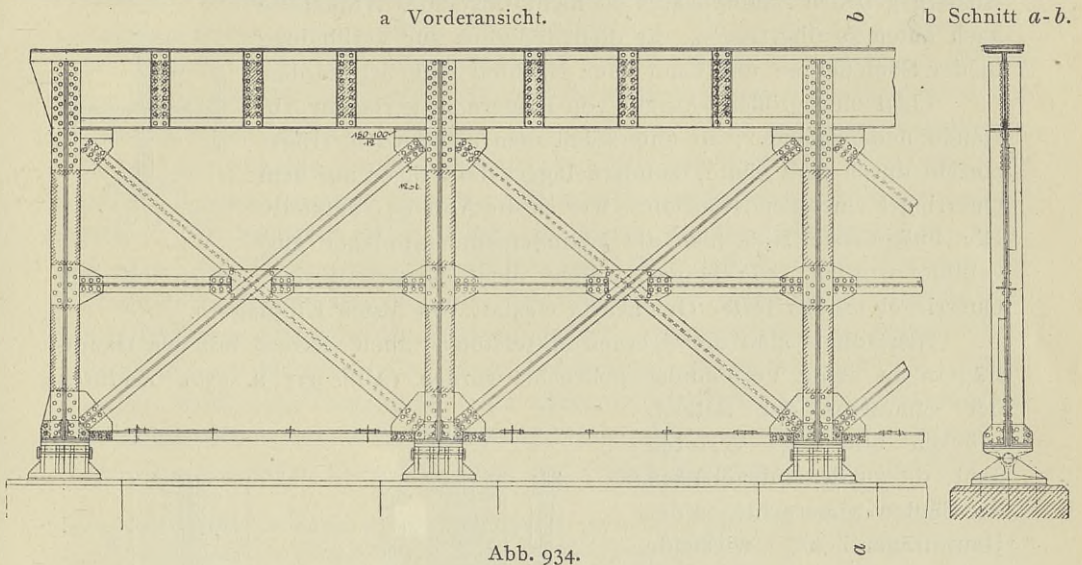
schnitt und in der Abb. 933³⁾ das Fußgelenk einer Säule mit I-förmigem Querschnitt veranschaulicht.

In städtischen Straßen müssen die Säulen auf den Bürgersteigen, und zwar mit einem Abstände von mindestens 50 cm zwischen ihrer Vorderkante und der Außenkante des Bordsteines angeordnet werden, um sie selbst und die Fahrzeuge vor gegenseitigen Beschädigungen zu schützen. Außerdem ist dadurch, daß man die Kugelzapfen tief in die auf ihnen ruhenden Gußkörper eingreifen läßt, oder durch Vorsprünge am Oberteil, wie bei dem in der Abb. 933 dargestellten Gelenk, dafür zu sorgen, daß ein über den Bordstein gelangender Wagen die Säulen nicht aus den Lagern werfen kann. Bei Über-

¹⁾ Bei einer Wegeüberführung auf Bahnhof Lossen von der Brückenbauanstalt von Braß und Hertslet (Berlin-Marienfelde) ausgeführt.

²⁾ und ³⁾ Ausführungen von Klönne-Dortmund.

führungen über Eisenbahngleise empfiehlt es sich, die Pendelsäulen auf einen gemauerten Sockel zu stellen, welcher derartige Abmessungen besitzen muß, daß er entgleiste Fahrzeuge mit Sicherheit von den Säulen abhält. Es sind



schon mehrfach infolge des Umwerfens von Pendelsäulen durch entgleiste Fahrzeuge Brücken zum Einsturz gebracht worden.

Wird der Windverband ununterbrochen über die ganze Brückenlänge durchgeführt, und steht die Breite der Brücke zur Stützweite des Windverbandes

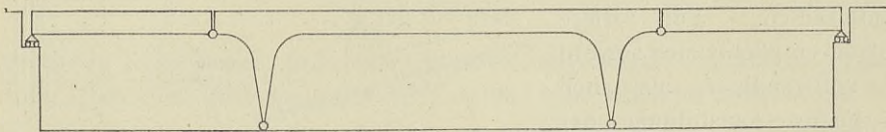


Abb. 935.

von Widerlager zu Widerlager in keinem zu ungünstigen Verhältnis, so brauchen die nebeneinander stehenden Säulen nicht unter sich verbunden zu werden. Anderenfalls ist aber durch einen Dreieckverband, der zwischen den neben-

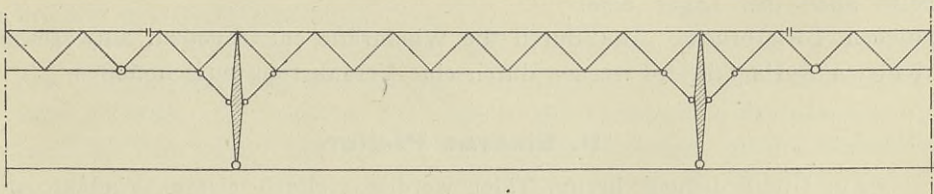


Abb. 936.

einander stehenden Säulen eingefügt wird (Abb. 930), dafür zu sorgen, daß die wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräfte auch an den Säulenzustützpunkten dem Boden zugeführt werden. Wo die Dreieckverbindungen

wegen der Behinderung des Fußgängerverkehres nicht am Platze sind, müssen die Säulen mit einem oberen Querriegel zu einem steifen Halbrahmen mit Fußgelenken vereinigt werden. Der obere Querriegel des in der Abb. 929 wiedergegebenen Säulenpaares ist nicht imstande, Windkräfte nach unten zu übertragen. Er dient lediglich zur Verbindung beider Säulenköpfe und kann ohne Nachteil entbehrt werden.

Liegt eine größere Anzahl von Trägern in geringem Abstände nebeneinander, so unterstützt man nicht jeden Träger einzeln durch eine Säule, sondern lagert die Träger auf dem Querriegel eines Pendelportales, wie es die Abb. 934 darstellt. Die Fußgelenke sind hier als Zylinderzapfenkipplager ausgebildet worden. Die Träger, welche nicht dargestellt sind, ruhen auf dem Querriegel mittels fester Gelenke in Gestalt von festen Kipplagern.

Neuerdings sind die eisernen Mittelstützen auch vielfach mit den Hauptträgern in steife Verbindung gebracht worden (Abb. 935 u. 936), wodurch der Charakter der Balkenbrücken allerdings verloren geht, da an den Fußgelenken der Säulen wagerechte, in der Hauptträgerenebene wirkende Schübe auftreten. Die Höhe des die Säulen verbindenden Hauptträgers läßt sich natürlich bei dieser Ausbildung wesentlich niedriger halten, als bei der Anordnung von Pendelsäulen. Für diese Stützen empfiehlt sich sowohl bei vollwandiger, als auch bei Fachwerkausbildung der Hauptträger der in Abb. 937 dargestellte Kreuzquerschnitt

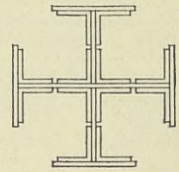


Abb. 937.

und der in der Abb. 938 veranschaulichte I-förmige Querschnitt. Diese Abbildung¹⁾ zeigt auch das Lager einer solchen Portalbrücke. Die durch die Windkräfte entstehenden, aufwärts gerichteten Auflagerkräfte werden durch eine Verankerung aufgenommen.

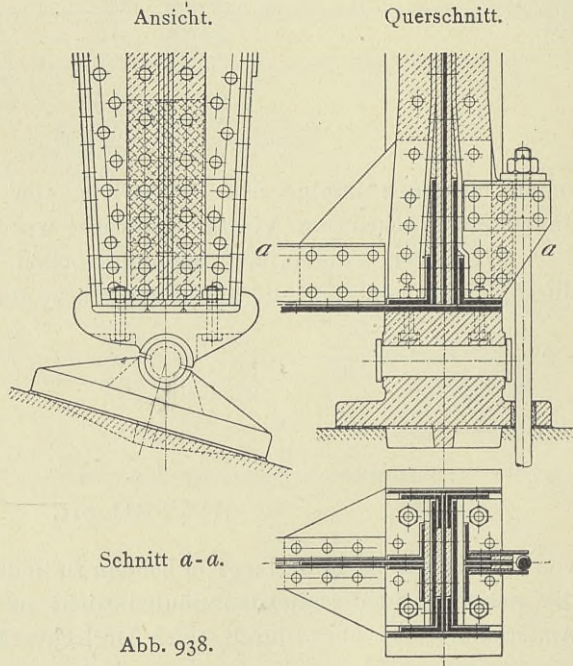


Abb. 938.

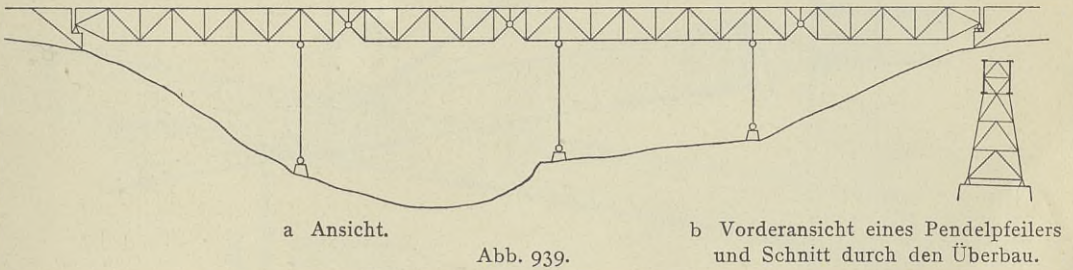
B. Eiserne Pfeiler.

Zur Überbrückung breiter Täler werden vielfach eiserne Viadukte mit eisernen Mittelstützen ausgeführt. Man wählt die eisernen Mittelstützen an Stelle von Mauerwerkspfählern mit Rücksicht auf die geringeren Kosten und einen schnelleren Baufortschritt.

¹⁾ Ausführung des Eisenwerkes «Kaiserslautern».

Sie werden als Pendelpfeiler (Abb. 939), Turmpfeiler (Abb. 944) oder Gerüstpfeiler (Abb. 945) ausgebildet.

Die Pendelpfeiler besitzen nur eine in der Querrichtung der Brücke stehende Wand, die unten gelenkig gelagert ist und auf die sich der Überbau mittels Auflagergelenke stützt. Die Pendelpfeiler können demnach ebenso wie die vorstehend erwähnten Pendelportale, von denen sie sich nicht im Wesen, sondern eigentlich nur durch größere Höhenabmessungen unterscheiden, in der Längsrichtung der Brücke ausschlagen und sind nicht imstande, wagerechte, in der Längsrichtung der Brücke wirkende Kräfte aufzunehmen. Wohl aber vermögen sie, wagerechten, quer zur Brückenachse gerichteten Kräften zu widerstehen. Bei größerer Höhe müssen sie hierzu an den Fußpunkten verankert werden. Zur Verringerung der aufwärts gerichteten Auflagerkräfte führt man die Wand unten breiter als oben aus. Die Hauptträger, die meist unmittelbar über den seitlichen Ständern der Pfeiler gelagert werden, werden bei vorzüglichem Baugrund als durchlaufende Träger, bei weniger gutem Baugrund als Gerberträger (Abb. 939) ausgebildet. Bei kürzeren Viadukten (Abb. 939) brauchen zwischen den beiden Widerlagern nur Pendelpfeiler vorgesehen zu werden, da die Verschiebungen über dem einen der beiden Widerlager, auf dem die be-



weglichen Lager liegen, auch ohne Unterbrechung der Überbauten in der Längsrichtung nicht zu groß ausfallen. Die festen Lager auf dem anderen der beiden Widerlager müssen aus den auf Seite 433 angegebenen Gründen sehr kräftig in wagerechter Richtung verankert werden. Bei längeren Viadukten werden zwischen den Pendelpfeilern einzelne Turmpfeiler eingeschaltet, die auch wagerechte, längs der Brückenachse wirkende Kräfte aufnehmen können und über denen die Überbauten in der Längsrichtung unterbrochen werden. Diese Viadukte sind natürlich teurer als solche mit lauter Pendelpfeilern und nicht billiger als Brücken mit Gerüstpfeilern.

In den Abb. 940 u. 941 sind die Einzelheiten eines der Pendelpfeiler des Talüberganges bei Westerburg¹⁾ veranschaulicht. Die Gesamtanordnung zeigt die Abb. 942. Aus der Abb. 940 ist die Auflagerung des eisernen Überbaues auf dem Pfeiler und aus der Abb. 941 das Fußlager mit der Verankerung zu ersehen. In der Mitte des Pfeilers ist zwischen dem Überbau und dem Pfeiler durch ein gemeinsames Knotenblech eine Verbindung hergestellt, um den Überbau gegen Umkippen durch seitliche Kräfte zu sichern. Der doppel-

¹⁾ Im Auftrage der Eisenbahndirektion Frankfurt a. M. vom Regierungsbaumeister a. D. Bruno Schulz entworfen. Veröffentlicht in der Zeitschrift für Bauwesen 1907.

wandige, aus Stegblechen und Winkeleisen bestehende Querschnitt der Ständer ist an den Auflagerpunkten zusammengezogen. Beide Wandungen sind zur Erzielung ausreichender Knicksicherheit durch Winkeleisen vergittert. Die Ausfachungsglieder des Pfeilers sind mit Ausnahme des obersten Diagonalenpaares ebenfalls doppelwandig gestaltet und vergittert.

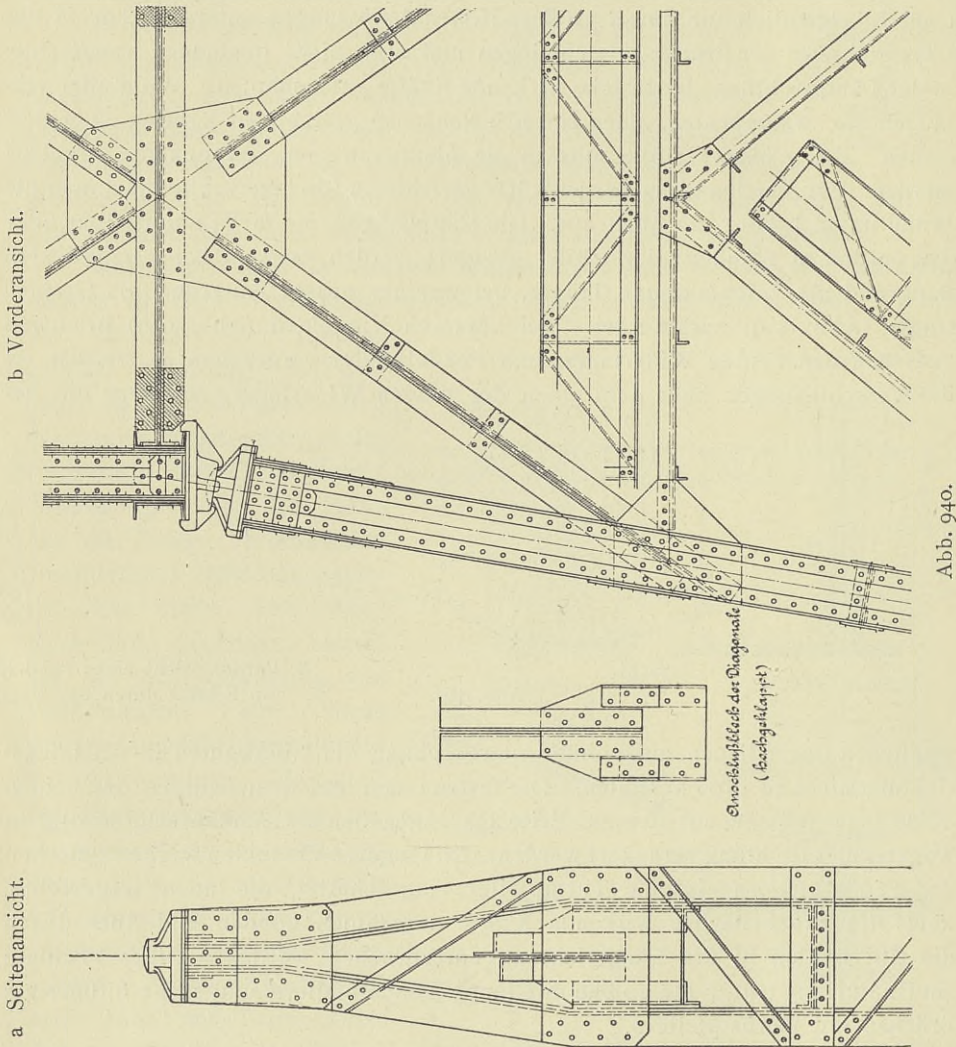


Abb. 940.

Für die Ständer eignet sich auch der in Abb. 943c veranschaulichte Querschnitt. Die Verankerung des hier wiedergegebenen Pfeilerfußes¹⁾ ist derart bewirkt, daß der Pfeiler mit dem oberen Lagerkörper verschraubt und der letztere mit dem unteren Lagerkörper, der mit dem Widerlager verankert ist, mittels Scheiben (vergleiche auch Abb. 873) verbunden ist.

¹⁾ Viadukt über den Gottebach. Ausgeführt von Beuchelt u. Co. in Grünberg in Schlesien.

Die Abb. 944 stellt einen Viadukt mit Turmpfeilern dar. Diese können wagerechte Kräfte in beiden Richtungen aufnehmen. Sie besitzen zwei Längs- und zwei Querwände, die mit Ausfachungen versehen sein müssen. Außerdem wird in jedem Stockwerk ein wagerechter Verband angeordnet. Sowohl die Längs-, als auch die Querwände erhalten einen Anzug (1 : 8 bis 1 : 6), und zwar

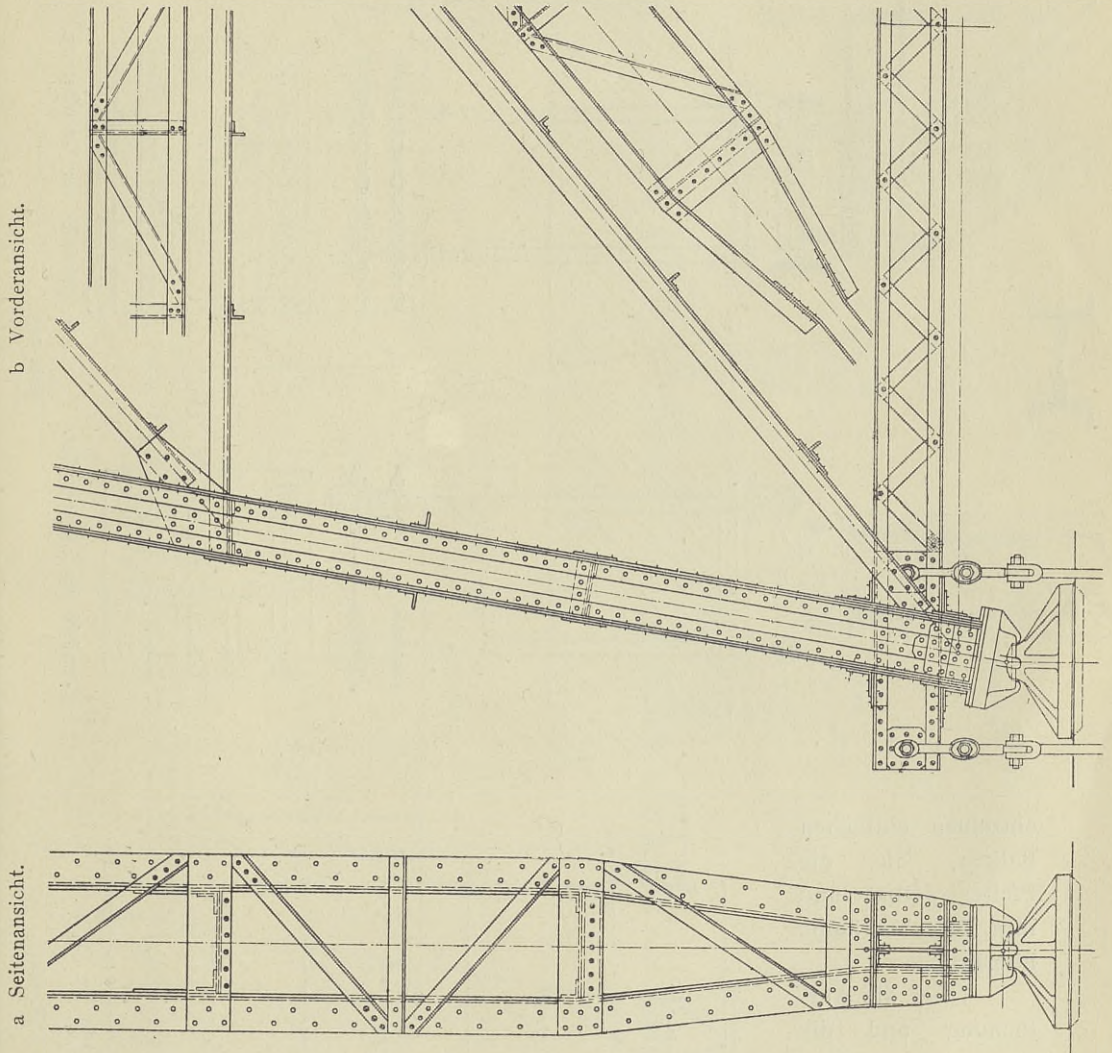


Abb. 941.

in der Regel die Querwände stärker als die Längswände, weil die Seitenkräfte größer als die Längskräfte sind. Die Pfeilerfüße müssen in der Regel verankert werden. Der Überbau kann aus einzelnen einfachen Balkenträgern oder aus durchlaufenden Trägern, oder schließlich auch aus Gerberträgern bestehen. Die Lager der einfachen Balken werden entweder unmittelbar über den Ständern oder auf den die Ständer verbindenden oberen Riegeln der Längswände angeordnet. Die Lager der durchlaufenden Balken und der Gerberträger liegen stets in der Mitte des oberen Riegels der Längswände.

Die Gerüstpfeiler (Abb. 945) unterscheiden sich von den Turmpfeilern dadurch, daß ihre Längswände, die ohne Anzug ausgeführt werden, bedeutend länger ausgebildet werden wie bei den letzteren. Die Überbauten bestehen aus

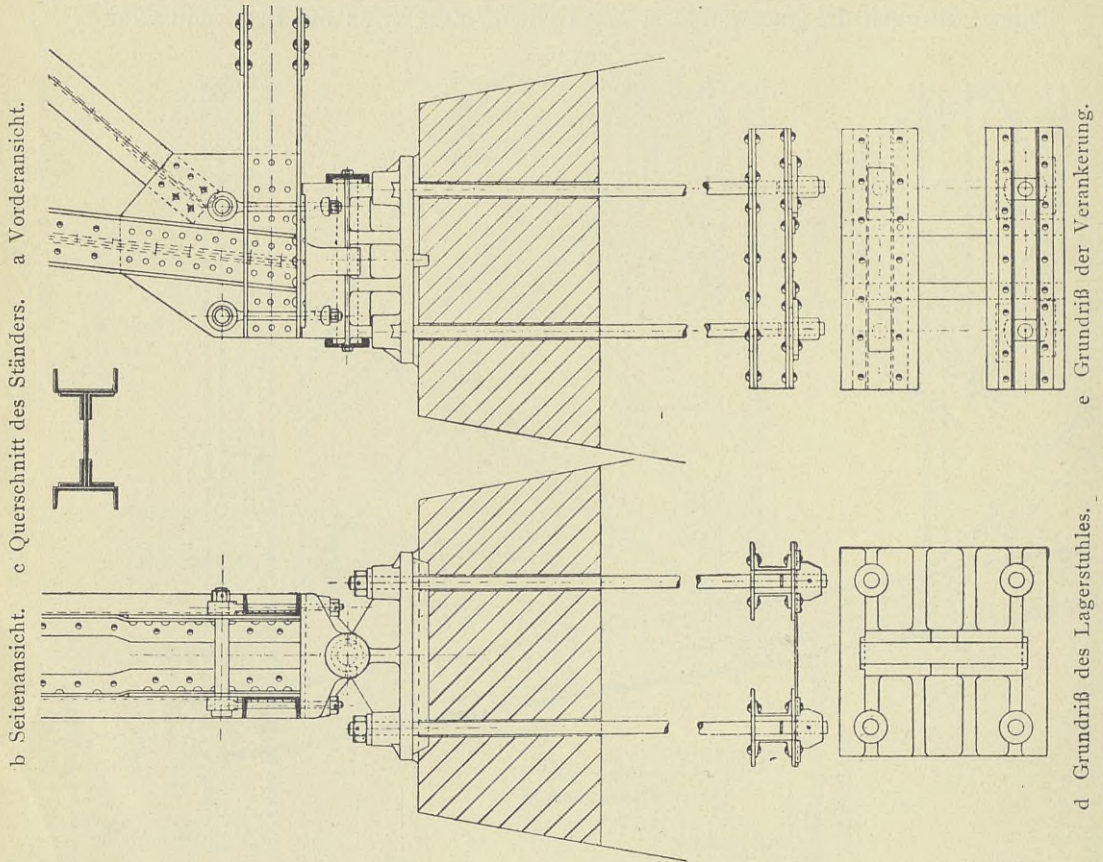


Abb. 943

einzelnen einfachen Balken, die die Pfeiler selbst und ihre Zwischenräume überbrücken.

Über die Ausfachung und die wagerechten Verbände der Pfeiler gilt das bei den Turmpfeilern Gesagte. Die Füße müssen so gelagert sein, daß senkrechte Kräfte und wagerechte Kräfte in der Längs- und Querrichtung aufgenommen werden können, daß aber auch durch Wärmeänderungen keine ungünstigen Beanspruchungen in den Lagern hervorgerufen werden können. Besitzen die Pfeiler einen rechteckigen Grundriß mit kleiner Querseite und großer Längsseite, so können die

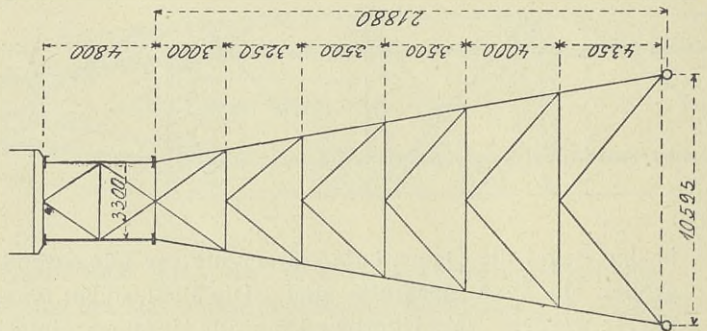
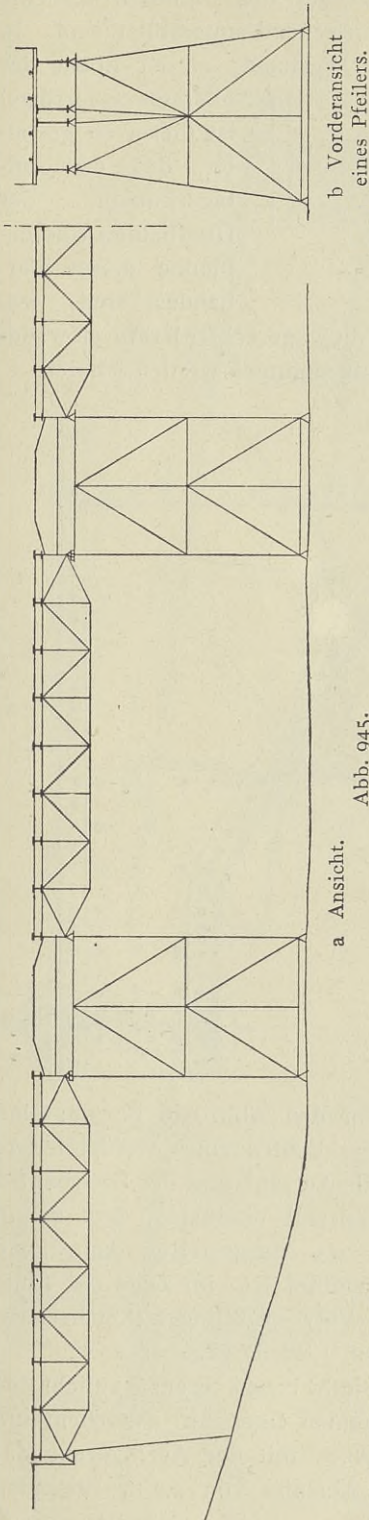
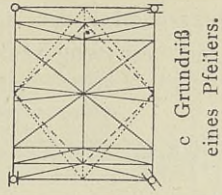


Abb. 942.

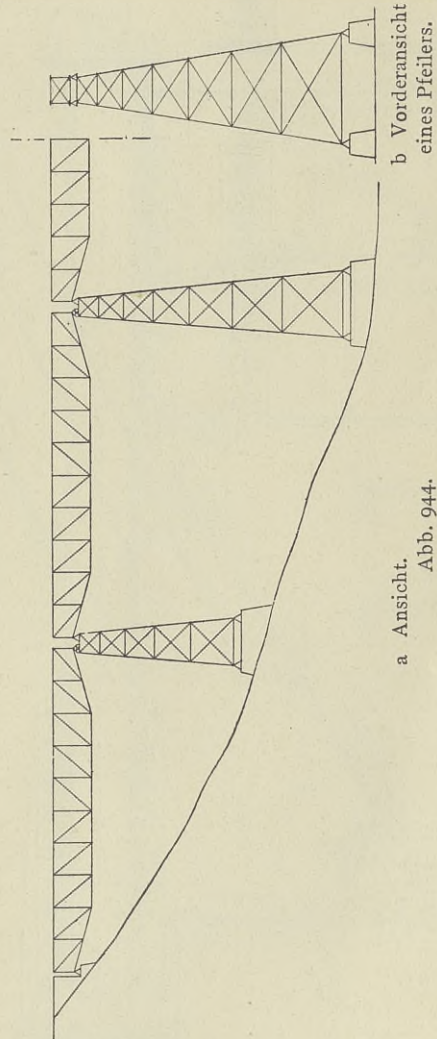


a Ansicht.

Abb. 945.



Auflagergelenke der einen Querseite fest und die der anderen längsbeweglich angeordnet werden. Bei längeren Querseiten muß die Lagerung derart gestaltet werden, daß nur



a Ansicht.

Abb. 944.

ein Lager fest, die anderen in Richtung auf dieses beweglich sind (Abb. 945c), da sonst bei Wärmeänderungen große wagerechte Schübe auf die Lager ausgeübt werden.

Bei der in Abb. 945 dargestellten Anordnung sind die beiden eingleisigen Brücken nebeneinander auf den Querseiten der Pfeiler gelagert,

und zwar die äußeren Hauptträger unmittelbar auf den Ständern und die inneren auf den oberen Querriegeln, die entsprechend unterstützt sind. In jedem Stockwerk befindet sich ein wagerechter Verband; in der Ebene der

obersten Querriegel ist dieser so gestaltet, daß die Auflagerpunkte der Überbauten Knotenpunkte dieses Verbandes sind, wo-

durch die wagerechten Kräfte einwandfrei aufgenommen werden können.

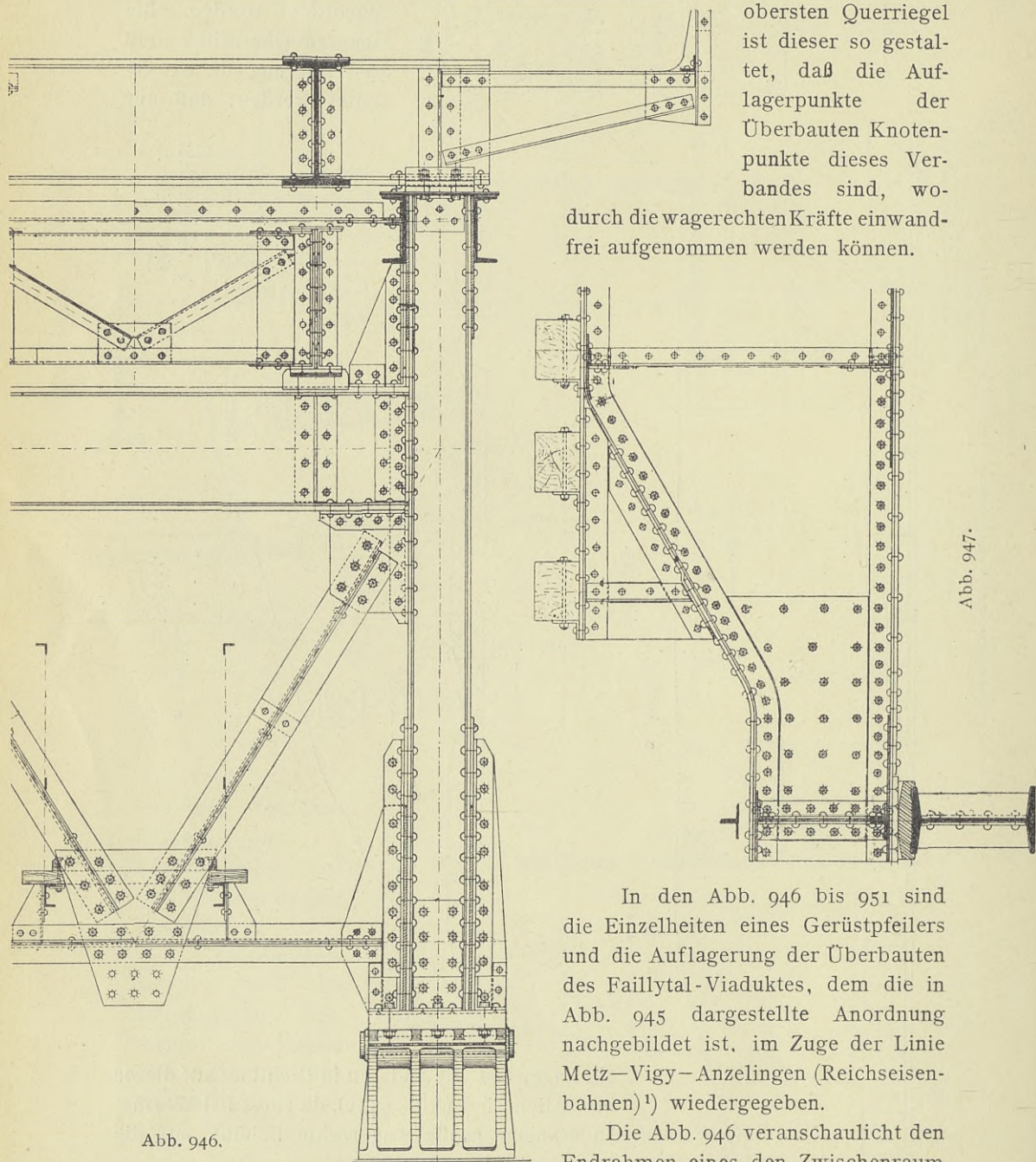


Abb. 946.

Abb. 947.

In den Abb. 946 bis 951 sind die Einzelheiten eines Gerüstpfeilers und die Auflagerung der Überbauten des Failytal-Viaduktes, dem die in Abb. 945 dargestellte Anordnung nachgebildet ist, im Zuge der Linie Metz—Vigy—Anzelingen (Reichseisenbahnen)¹⁾ wiedergegeben.

Die Abb. 946 veranschaulicht den Endrahmen eines den Zwischenraum zwischen zwei Pfeilern überbrückenden Überbaues mit der Auflagerung auf dem Pfeiler. Die Querträger sind auf den im Abstand von 2,7 m liegenden

¹⁾ Ausgeführt von der Brückenbauanstalt Gustavsburg.

Ansicht der Querwand.

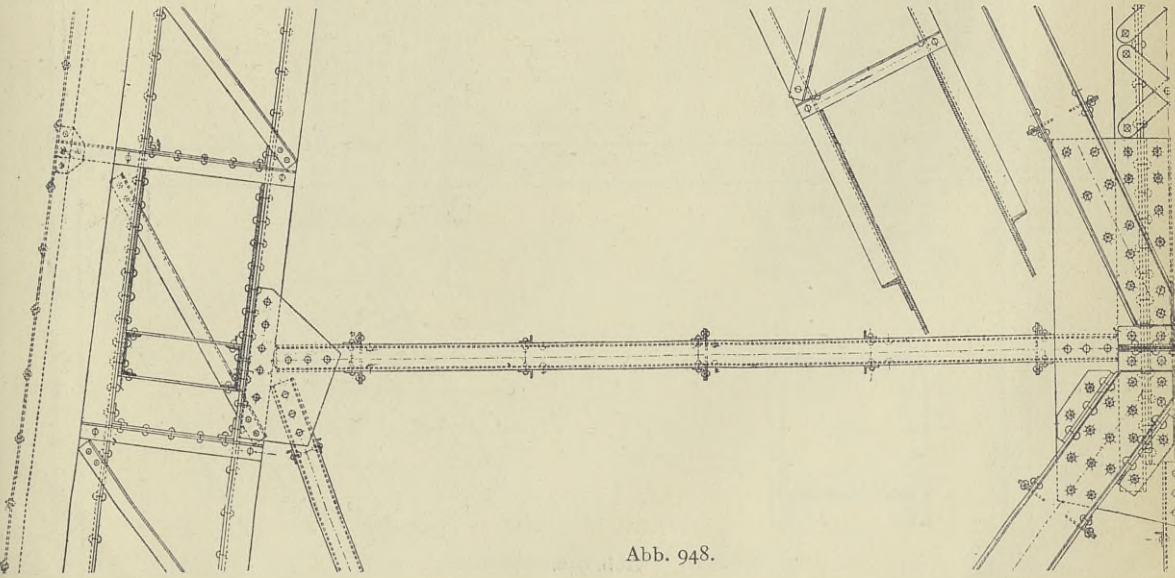
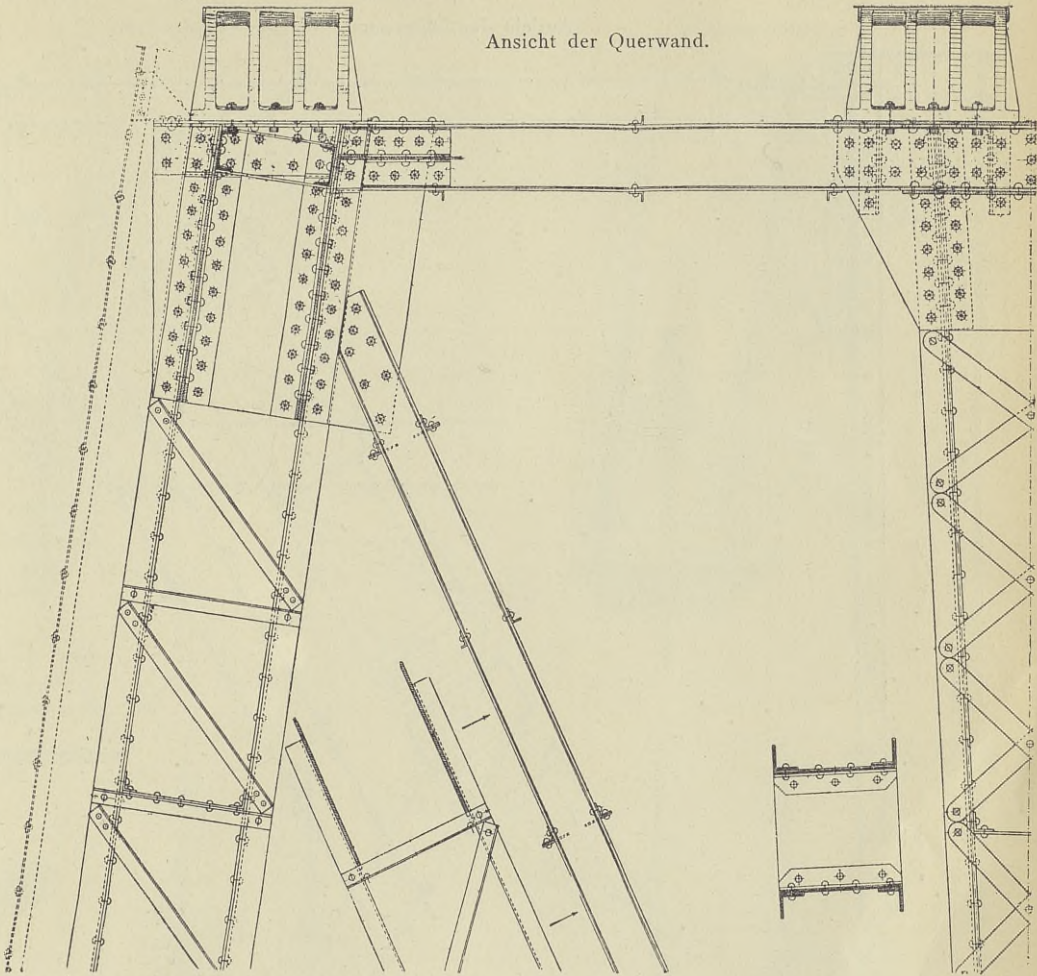


Abb. 948.

Ansicht der Längswand.

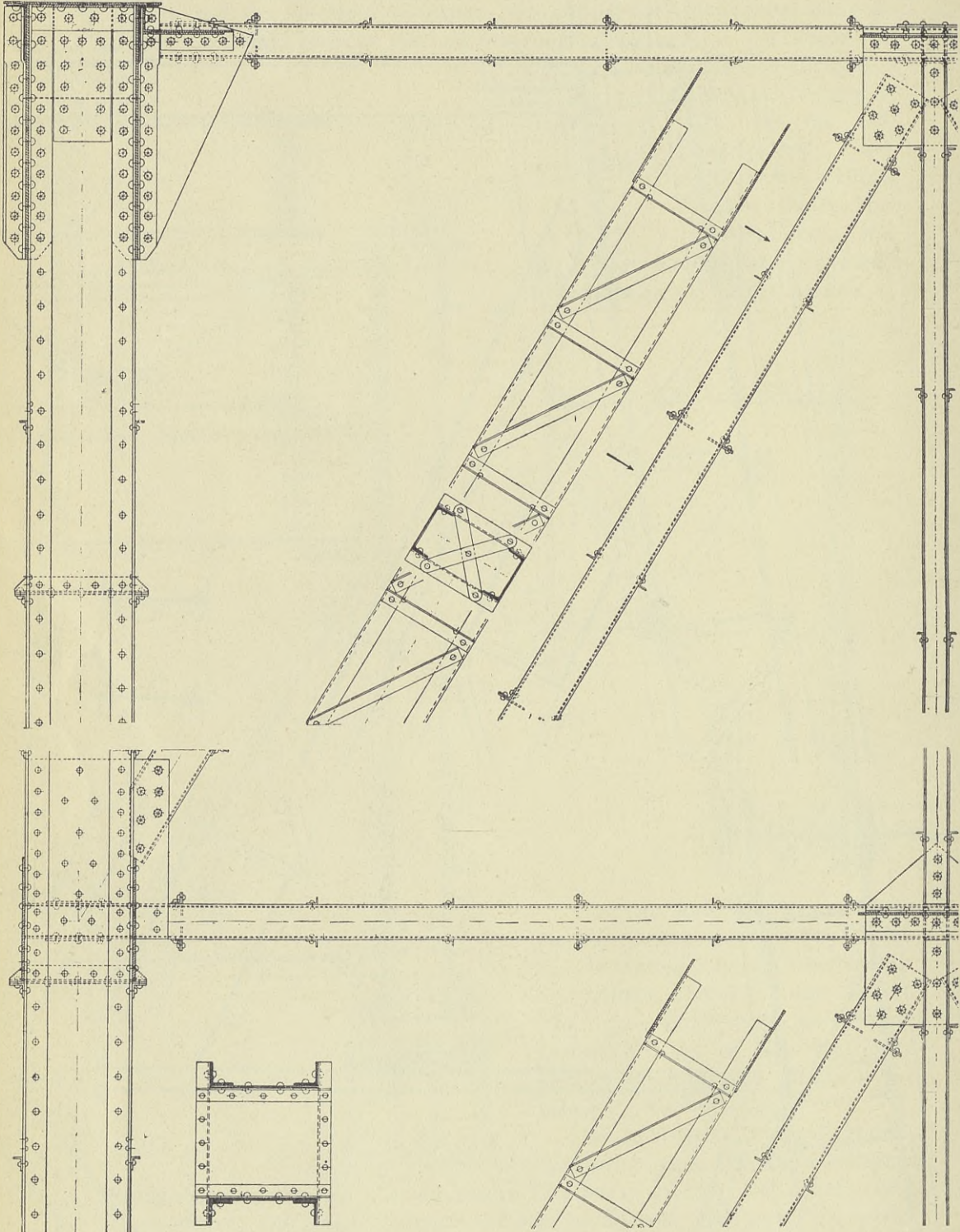


Abb. 949.

a Vorderansicht.

b Querschnitt.

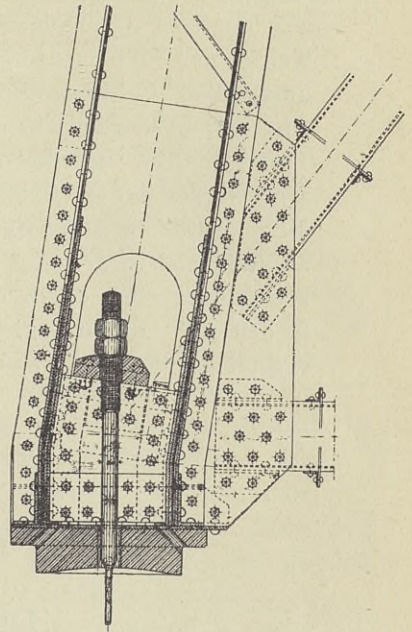
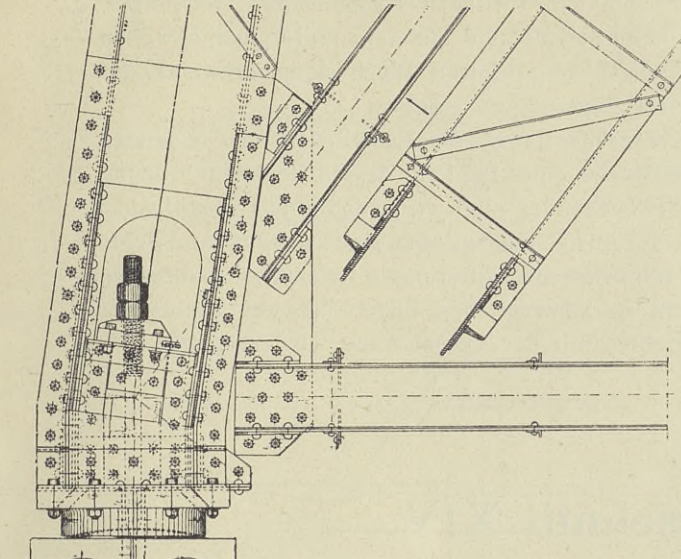
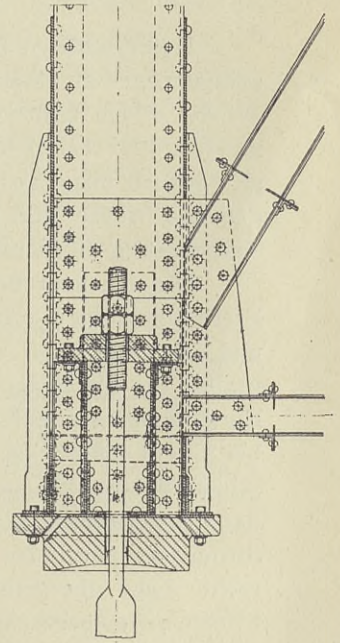
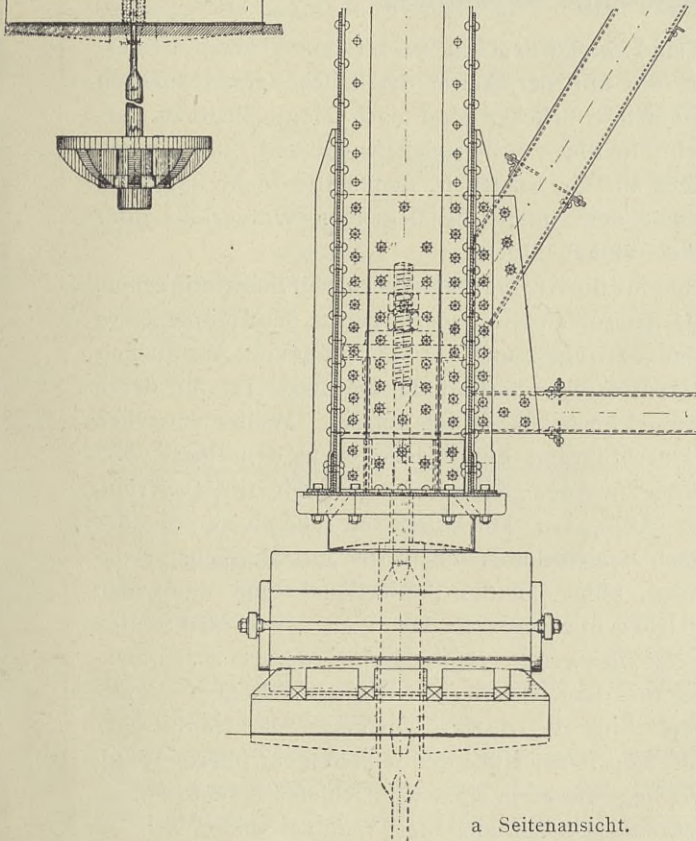


Abb. 950.



b Längsschnitt.

a Seitenansicht.

Abb. 951.

Hauptträgern gelagert. Auf einem besonderen, an den Endvertikalen angeschlossenen Querträger finden die den Pfeiler überspannenden Blechträger, welche nur 1,6 m voneinander entfernt sind und auf denen die Querschwellen unmittelbar aufruhcn, ihre Unterstützung. Diese Blechträger sind aus der Abb. 947 in der Ansicht mit ihrer Lagerung zu ersehen.

Die Abb. 948 u. 949 veranschaulichen die Einzelheiten des obersten Stockwerkes der Quer- und Längswand eines Pfeilers, dessen Gesamtanordnung dieselbe wie in Abb. 945 ist. Die Ständer sind zweiwandig aus Stegblechen und Winkleisen gebildet, auch die Ausfachungsglieder sind zweiwandig. Beide Wandungen sind durch eine Winkleisenvergitterung miteinander verbunden. In den Abb. 950 u. 951 ist ein querbewegliches Lager in zwei zueinander senkrechten Schnitten und Ansichten mit der Verankerung wiedergegeben.

Abschnitt XIV.

Die schiefen Brücken.

A. Allgemeine Anordnung.

Unter schiefen Brücken sind solche Brücken zu verstehen, deren beiderseitige Lager in Linien liegen, die mit der Achse der Brücke einen schiefen Winkel bilden (Abb. 952). Derartige Brücken sind nach Möglichkeit zu vermeiden, weil bei ihnen manche bauliche Schwierigkeit entsteht. Sie lassen sich jedoch meist aus Rücksicht auf die Kosten in dem Falle nicht umgehen, daß die Achse der Brücke mit dem unter ihr liegenden Wasserlauf oder Verkehrsweg einen sehr spitzen Winkel bildet.

Die schiefen Brücken bieten für die Ausführung mancherlei Schwierigkeiten. Hierhin gehören die Anschlüsse der schiefen Endquerträger an den Hauptträgern und der Längsträger an den Endquerträgern und bei Fahrbahntafeln aus Buckelplatten die dreieckige oder trapezförmige Gestaltung der letzteren, für deren Herstellung besondere Preßstempel beschafft werden müssen. Weiter entstehen bei Eisenbahnbrücken ohne Durchführung des Kiesbettes in dem Falle, daß schiefe Endquerträger angeordnet werden, Schwierigkeiten für die Lagerung der Schwellen am Widerlager (Abb. 953). Die Schwellen müssen aus der der Stirnmauer parallelen Lage nach beiden Seiten hin in die zur Gleisachse senkrechte Lage übergeführt werden, ohne daß der Schwellenabstand unter den Schienen die vorgeschriebene Größe überschreiten darf. An den beiden Stellen *a* und *b* (Abb. 953) werden die Schwellen infolgedessen derart zusammengedrängt, daß Schwierigkeiten für das Stopfen und die Schwellenbefestigung auf den Längsträgern entstehen. Sind die oberen Gurtungen der Hauptträger gekrümmt (Abb. 954), und muß wegen der Höhe der letzteren ein oberer Windverband angeordnet werden, so liegt dieser in einer windschiefen Fläche, woraus sich sehr unangenehme Anschlüsse der Glieder des Windverbandes an den

Obergurten der Hauptträger ergeben. Dasselbe gilt auch für Bogenträger, die über oder unter der Fahrbahn liegen.

Ist der Winkel α , den die Brückenachse mit der Achse des unter der Brücke liegenden Wasserlaufes oder Verkehrsweges bildet, nur wenig von 90° verschieden, so ist bei allen schmalen Brücken, namentlich also bei eingleisigen Überbauten unter allen Umständen die Ausführung gerader Brücken zu empfehlen. Dabei werden die Widerlager entweder senkrecht zur Brückenachse (Abb. 955) oder, wo dies aus Gründen eines guten Aussehens nicht ratsam ist, parallel der Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges gestellt (Abb. 956). Bei sehr breiten Brücken nimmt die Stützweite der Hauptträger bei gerader Ausbildung erheblich zu.

Grundriß einer schiefen Brücke.

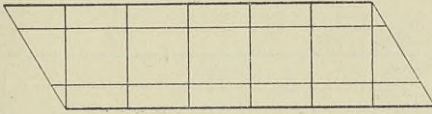


Abb. 952.

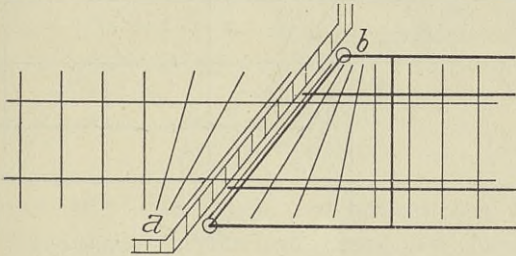
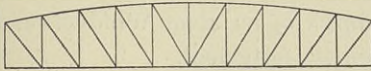


Abb. 953.

Weicht der Winkel α stark von 90° ab, so wird man, um an Kosten zu sparen, auch bei schmalen Brücken die Lager der Hauptträger in eine Parallele zur Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges legen, bei Brücken ohne Durchführung der Bettung aber wegen der oben geschilderten Schwierigkeiten für die Schwellen-

lage an den Widerlagern nach Möglichkeit senkrechte Endabschlüsse ausführen. Dies kann in einfacher Weise nach der in Abb. 957 wiedergegebenen Anordnung geschehen. In der Verbindungslinie der

a Ansicht.



b Grundriß.



Abb. 954.

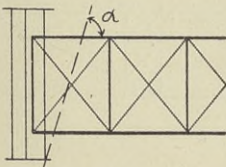


Abb. 955.

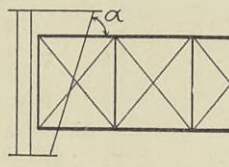


Abb. 956.

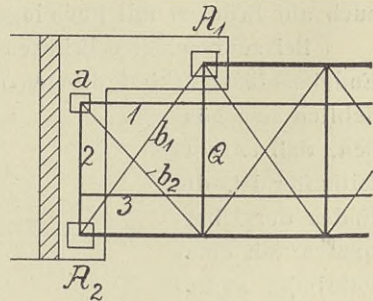


Abb. 957.

Lager wird kein Querträger, sondern nur eine Querverbindung vorgesehen. Vom letzten Querträger Q wird in Verlängerung des einen der beiden Fahrbahn-längsträger der Träger 1 zum Widerlager hinübergestreckt, der hier auf dem Lager a gelagert wird und an dem der Träger 2 angeschlossen wird. An letzterem findet der Schwellenträger 3 seinen Anschluß.

Bei spitzen Winkeln α empfiehlt es sich, auf dem Widerlager, an das die Längskräfte abgegeben werden sollen, nur das Lager A_1 als festes auszubilden, dem Lager A_2 eine Beweglichkeit in der Richtung A_1-A_2 zu geben und das Lager a allseitig beweglich zu machen. Auf diese Weise werden schädliche Beanspruchungen des Widerlagers bei Ausdehnungen des Überbaues vermieden. Die Punkte A_2 und a sind durch die Stäbe b_1 und b_2 an dem Windverband anzuschließen.

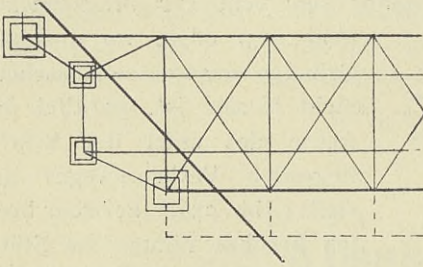


Abb. 958.

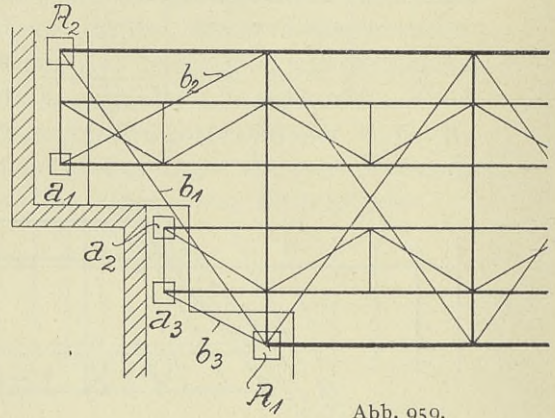


Abb. 959.

Einen etwas anders gestalteten rechtwinkligen Abschluß einer schiefen Brücke zeigt die Abb. 958. Hier sind beide Endlängsträger besonders gelagert.

Für zweigleisige Eisenbahnbrücken läßt sich der rechtwinklige Endabschluß der Fahrbahn der Brücke gegen den anschließenden Bahnkörper in der in Abb. 959 veranschaulichten Weise durchbilden. Auf dem Widerlager, das die Längskräfte aufzunehmen hat, wird das Lager A_1 fest und A_2 in Richtung A_1-A_2 beweglich angeordnet. Die Lager a_1 bis a_3 sind allseitig beweglich auszubilden. A_2 ist durch den Stab b_1 und a_1 durch b_2 an dem Windverbände angeschlossen; a_2 und a_3 werden durch b_3 gegen A_1 festgelegt.

Die vorstehenden und folgenden Abhandlungen beziehen sich unmittelbar nur auf Brücken mit tief liegender Fahrbahn. Sie lassen sich aber sinngemäß auch auf Brücken mit hoch liegender Fahrbahn anwenden.

Bei sehr schiefen Brücken erfordert natürlich die Ausbildung senkrechter Endabschlüsse erhöhte Kosten für den Überbau und das Widerlager, die so erheblich sein können, daß es vorteilhafter ist, die Enden der Überbauten mit einer Fahrbahn auszu-

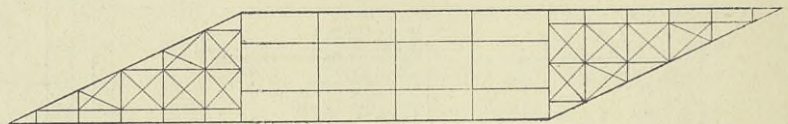
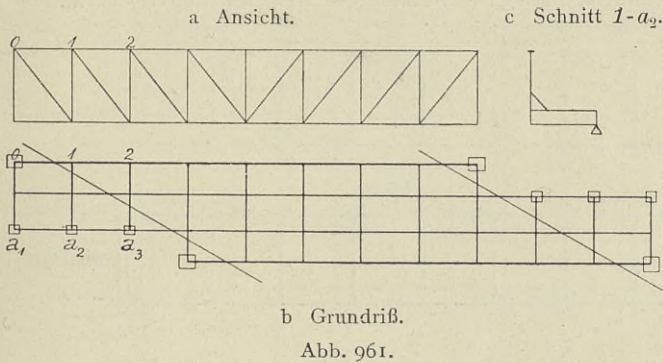


Abb. 960.

rüsten, auf welcher die Bettung durchgeführt wird, und schiefe Endquerträger anzuordnen (Abb. 960). Bei einer solchen Fahrbahnausbildung entstehen keinerlei Schwierigkeiten für die Schwellenlage über den Widerlagern.

Will man jedoch bei sehr schiefen Brücken von der Anordnung schiefer Endquerträger aus den bereits angeführten Gründen Abstand nehmen, so ist für oben offene Brücken bei der Ausbildung der senkrechten Abschlüsse der Fahrbahn große Vorsicht geboten. Die Knotenpunkte des Obergurttiles, der

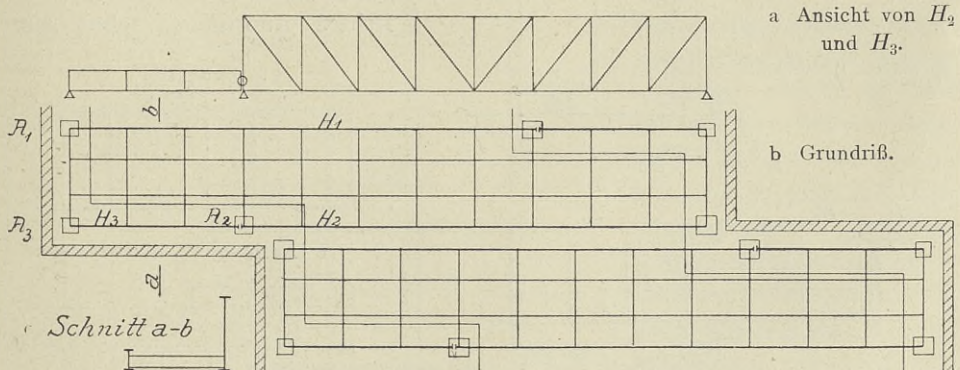
den Obergurt des anderen Hauptträgers in der Längsrichtung der Brücke überragt, sind nicht durch steife Halbrahmen wie die übrigen in wagerechter Richtung festgelegt und müssen daher durch besondere Vorrichtungen gesichert werden. Man könnte das Ende der Brücke nach Abb. 961 ausbilden und die drei



letzten Querträger am freien Ende mittels der drei Lager a_1 , a_2 und a_3 stützen, die aber verankert werden müßten, um die drei Obergurtknotenpunkte 0, 1 und 2 nach beiden wagerechten Richtungen quer zur Brückenachse festzulegen. Diese Verankerungen vermeidet

man aber namentlich am beweglichen Ende der Brücke gern wegen der Schwierigkeit in der Ausführung und Unterhaltung.

Zweckmäßiger ist folgende Ausbildung des Endabschlusses (Abb. 962). Man ordnet in der Verlängerung der beiden Hauptträger je einen besonderen Träger H_3 an, den man an dem einen Ende mit dem zugehörigen Hauptträger gemeinsam lagert. So ist H_3 und H_2 gemeinschaftlich bei A_2 gelagert. Die drei letzten Querträger erhalten an H_3 und dem Hauptträger H_1 ihren Anschluß. Der Träger H_3 ist durch sein Eigengewicht imstande, die drei Obergurtpunkte, mit denen er durch Viertelrahmen verbunden ist (Abb. 962 c), auch für nach außen gerichtete Knickkräfte und für den Fall, daß der Teil A_1 - A_2 der Brücke nicht be-



lastet ist, zu sichern. Sollte das Eigengewicht nicht groß genug sein, so muß der Träger H_3 bei A_3 verankert und bei A_2 derart mit dem Träger H_2 verbunden werden, daß er hier nicht abgehoben werden kann. Die Abb. 962 zeigt eine solche Anordnung für zwei eingleisige, nebeneinander liegende Eisenbahnbrücken.

Bei einer eingleisigen Eisenbahnbrücke wird man zur Ersparung an Kosten für das Widerlager das Lager A_2 auf einen besonderen Pfeiler legen. Es ent-

steht dann die in Abb. 963 dargestellte Anordnung. Die Hauptträger und damit auch die Windverbandgurtungen sind bei 2 und 3 unterbrochen. Die Windverbände sind daher bei 2 und 3 zu lagern. Es empfiehlt sich demnach folgende Lageranordnung. Lager 1 ist fest, 6 beweglich in Richtung 1—6, 3 und 5 beweglich in Richtung 1—5, 2 beweglich in Richtung 6—2 und 4

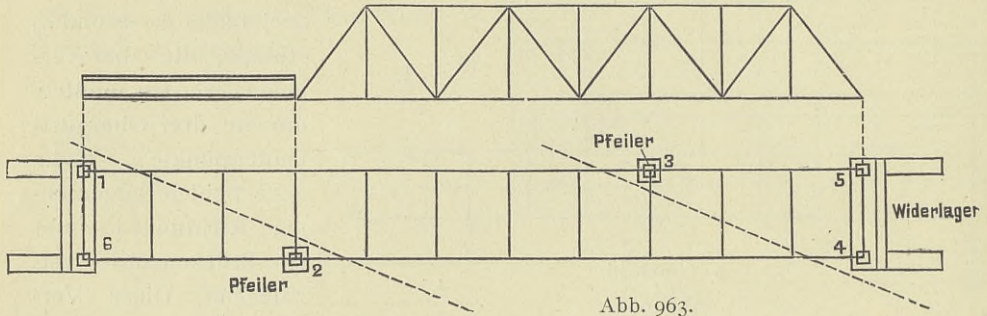


Abb. 963.

allseitig beweglich auszubilden. Die Pfeiler bei 2 und 3 müssen stark genug bemessen werden, um die hier wirksamen Windauflegerkräfte aufnehmen zu können.

Den Schleppträger H_3 legt man statt in die Verlängerung von H_2 , wie in Abb. 962, auch in die Verlängerung der diesem Träger benachbarten Längsträger, schließt ihn an dem bei A_2 liegenden Querträger an und lagert ihn bei A_3 (Abb. 964).

Mitunter wird es nicht nötig sein, den Träger H_3 bis zum Endpunkt des Trägers H_1 reichen zu lassen, um einen rechtwinkligen Endabschluß zu erhalten.

Z. B. hören die Träger H_3 bei der in Abb. 965 veranschaulichten Anordnung schon am

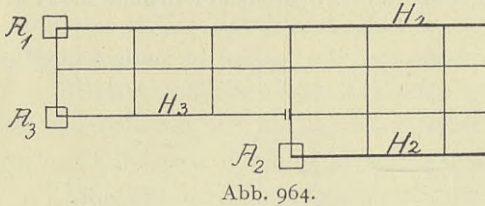


Abb. 964.

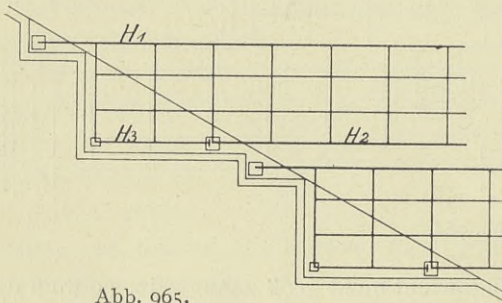


Abb. 965.

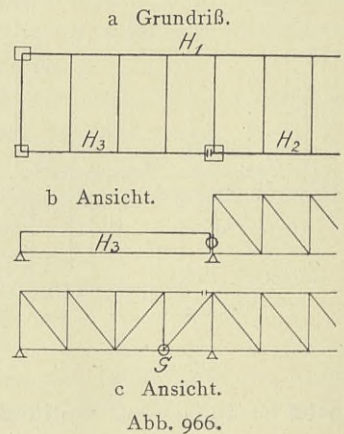


Abb. 966.

Ende des vorletzten Feldes auf. Man wird jedoch nur in dem Falle zu dieser Anordnung greifen, daß das Eigengewicht des Trägers H_3 auch bei dieser Länge zur Sicherung der Viertelrahmen groß genug ist und die Verankerung erspart werden kann.

Statt einen niedrigen Schleppträger H_3 anzuordnen (Abb. 966 b), kann man auch den Träger H_2 in derselben Höhe weiterführen und durch Einschaltung eines Gelenkes G die statische Bestimmtheit wahren (Abb. 966 c).

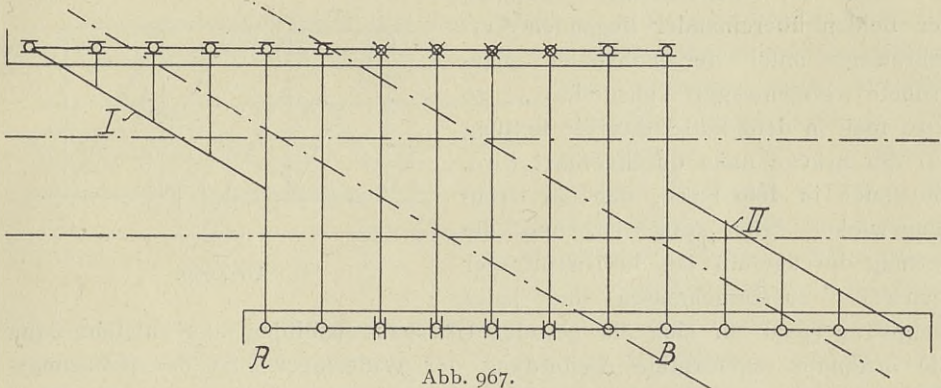


Abb. 967.

Schneiden sich die Achsen der beiden sich kreuzenden Verkehrswege unter einem sehr spitzen Winkel, und können die Hauptträger unter der Fahrbahn angeordnet werden, so ist unter Umständen die in Abb. 967 dargestellte Gestaltung des Grundrisses recht zweckmäßig. Zwischen A und B werden die Träger senkrecht zu der Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges angeordnet.

An den äußersten dieser Träger werden die der Achse der Brücke parallel laufenden Träger I und II angeschlossen, welche an ihrem anderen Ende auf den Widerlagern gelagert werden und kleineren Trägern zur Unterstützung dienen. Besondere Aufmerksamkeit muß der Gesamtanordnung der Lager geschenkt werden. Die vier mit einem Kreuz bezeichneten Lager sind fest, die mit zwei Strichen gekennzeichneten in der Richtung der Striche beweglich und schließlich die nur durch einen Kreis hervorgehobenen allseitig beweglich auszubilden. Bei dieser Lageranordnung werden die senkrechten und wagerechten Kräfte mit Sicherheit aufgenommen, und der Überbau kann sich ungehindert ausdehnen. Die vier festen Lager

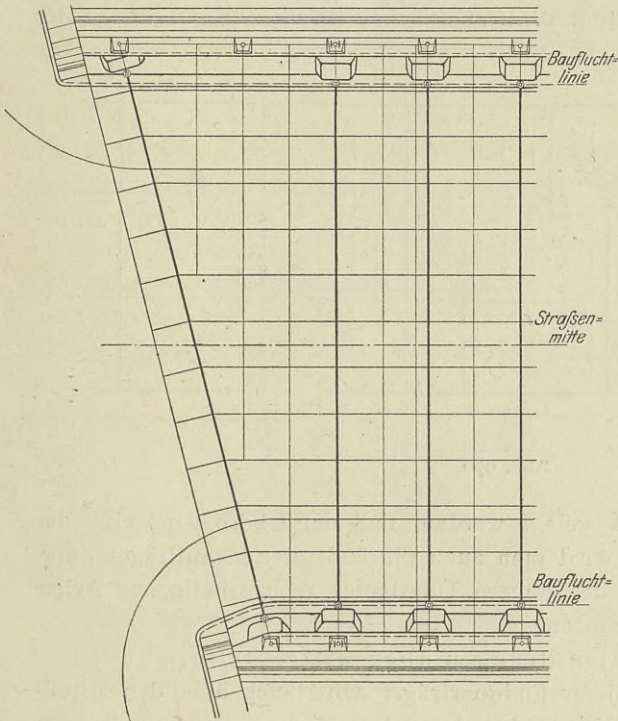


Abb. 968.

vorgehobenen allseitig beweglich auszubilden. Bei dieser Lageranordnung werden die senkrechten und wagerechten Kräfte mit Sicherheit aufgenommen, und der Überbau kann sich ungehindert ausdehnen. Die vier festen Lager

liegen in solch geringen Abständen, daß durch sie die Ausdehnungsfreiheit nur wenig beschränkt wird. Bei dieser Gestaltung des Grundrisses ist selbstverständlich die Bettung auf der Brücke durchzuführen.

Sind bei schiefwinkliger Kreuzung der beiden übereinander liegenden Verkehrswege unter der Fahrbahn angeordnete Bogenträger ausgeführt, so wird man in dem Falle, daß die Bettung auf der Brücke nicht durchgeführt wird, und auch in dem Falle, daß der Kreuzungswinkel sehr spitz ist und die Bettung durchgeführt ist, die Hauptträger paarweise zusammenfassen und jedes Hauptträgerpaar für sich als geraden Überbau ausbilden. Es entsteht dann die bekannte sägeförmige Ausbildung der Widerlager.

Ist der Kreuzungswinkel nicht sehr spitz, und wird die Bettung auf der Fahrbahn durchgeführt, so legt man zweckmäßig die mittleren Bogenträger rechtwinklig zur Achse des unteren Verkehrsweges und nur die äußersten Hauptträger in die Richtung der Brückenachse (Abb. 968).¹⁾ Es entstehen hier nur an den äußersten Trägern schiefwinklige Anschlüsse. Weicht der Kreuzungswinkel nur wenig von einem Rechten ab und muß nicht, wie z. B. in städtischen Straßen, aus Gründen des

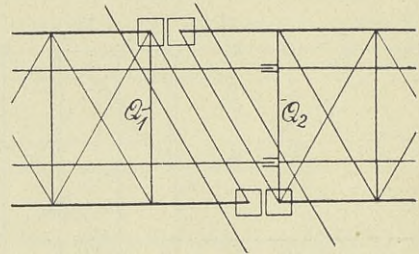


Abb. 969.

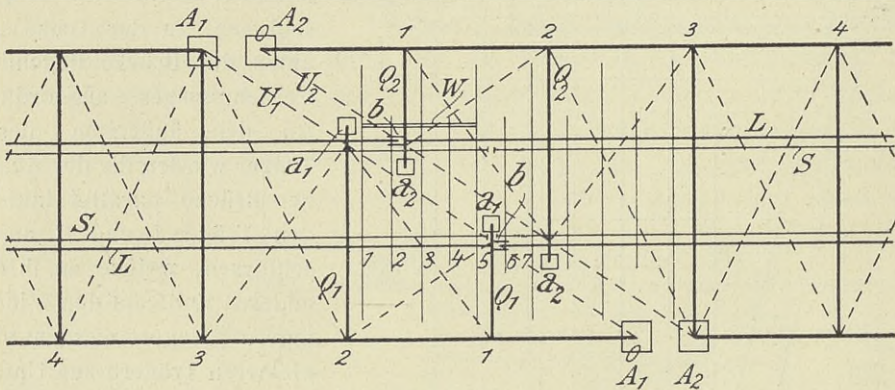


Abb. 970.

guten Aussehens darauf Wert gelegt werden, daß der Überbau parallel der Brückenachse begrenzt ist, so wird man auch die äußersten Hauptträger unter entsprechender Verbreiterung des ganzen Überbaues rechtwinklig zur Achse des unteren Verkehrsweges anordnen.

Ausbildung der schiefen Brücken über Mittelpfeilern.

Von der Anordnung schiefer Endquerträger wird auch über den Mittelpfeilern aus den bereits angeführten Gründen sehr oft abgesehen.

Überragt der eine der beiden Hauptträger eines Überbaues den anderen nur um ein Feld, so empfiehlt sich die in Abb. 969 dargestellte Anordnung.

¹⁾ Aus Brabant: Der vollwandige Zweigelenbogen. Erschienen im Verlage von Wilhelm Ernst u. Sohn.

Die über dem Pfeiler liegenden Längsträger sind an dem Querträger Q_1 gelenkig, aber fest und am Querträger Q_2 beweglich angeschlossen; sie können infolgedessen die Bewegungen der Überbauten in wagerechter und senkrechter Richtung ungehindert mitmachen.

Überragt der eine der beiden Hauptträger den anderen um ein beträchtliches Stück, beispielsweise um drei Felder, so empfiehlt sich folgende Ausbildung

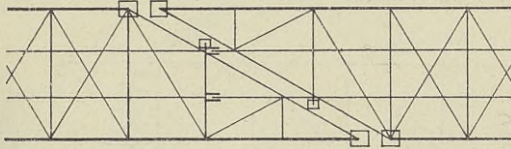


Abb. 971.

des Fahrbanträgergerippes über dem Mittelpfeiler (Abb. 970). Die Querträger Q_1 und Q_2 werden mittels der Lager a_1 und a_2 auf dem Pfeiler allseitig beweglich gelagert. Um sie bei oben offenen Brücken zur Sicherung der freien

Obergurtpunkte nicht verankern zu müssen, werden zwei Unterzüge U_1 und U_2 vorgesehen, die an den Lagern A_1 und A_2 mit den Hauptträgern fest verbunden, mit den Querträgern Q_1 und Q_2 vernietet sind und diese vor Aufwärtsbewegungen schützen. Die Punkte, in denen die Querträger Q mit den Unterzügen zusammentreffen, sind an dem Windverband angeschlossen. Die Längsträger sind an den Punkten b beweglich gelagert. Die Schienenstöße liegen zwischen den Schwellen

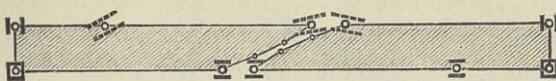


Abb. 972.

5 und 6. Die Schwellen 1, 2, 6 und 7 sind an allen Punkten fest gelagert, die Schwellen 3, 4 und 5 dagegen nur auf dem zum

linken Überbau gehörigen Schwellenträger, während sie auf dem anderen Längsträger beweglich aufliegen. Sie werden gegen die Schwellen 1 und 2 durch einen Winkel W unverschieblich festgelegt.

Im Falle, daß man den Obergurt offener Brücken auf die Länge vom Auflager bis zum Knotenpunkt 2 (Abb. 971) für sich knicksicher ausführt, kann man von der Anordnung der kürzeren der Querträger Q_1 und Q_2 absehen und gelangt zu einer einfacheren, in Abb. 971 dargestellten Ausbildung.

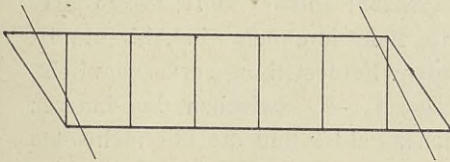


Abb. 973.

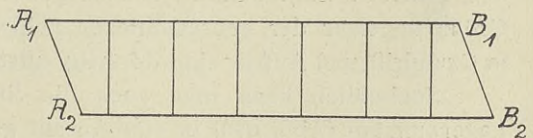


Abb. 974.

Die Lageranordnung des gesamten Überbaues wird zweckmäßig nach der in Abb. 972¹⁾ veranschaulichten Weise ausgebildet. Auf jedem der Endwiderlager liegt ein festes Lager, alle übrigen Lager jedes der beiden Überbauten sind in der Richtung zu dem festen Lager beweglich. Die Lagerung beider Überbauten ist nicht symmetrisch, empfiehlt sich aber deshalb, weil bei symmetrischer Anordnung die Überbauten sich über dem Mittelpfeiler bei

¹⁾ Vergleiche Zentralblatt der Bauverwaltung 1907, Seite 254. Brabant: Ausbildung schiefwinkliger, oben offener Balkenbrücken.

Längen- und Breitenänderungen in der Querrichtung gegeneinander verschieben würden, wodurch eine Verwerfung des Gleises verursacht würde.

Einteilung der Feldweiten schiefer Brücken.

Als Grundregel ist zu betrachten, daß die Knotenpunkte der beiden Hauptträger, soweit sie nicht den den anderen Hauptträger überragenden Enden angehören, einander in einer Senkrechten zur Brückenachse gegenüberliegen sollen, um rechtwinklige Querträgeranschlüsse zu erzielen. Man versuche nun zunächst

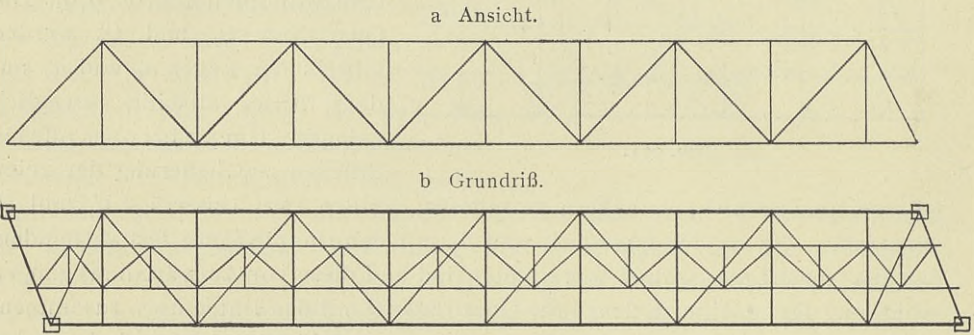


Abb. 975.

stets, den Träger in eine solche Zahl gleicher Feldweiten zu teilen, daß jeder der Hauptträger den anderen um eine oder mehrere Feldweiten überragt (Abb. 973). Hierbei wird eine geringe Abweichung der Verbindungslinie der Lager einer Seite von einer Parallelen zur Achse des unter der Brücke liegenden Verkehrsweges gern mit in Kauf genommen. Natürlich dürfen für die Feldweiten keine Größen gewählt werden, welche von den bei den einzelnen Trägergattungen hierfür gegebenen Regeln wesentlich abweichen.

Gelingt eine solche Einteilung der Felder nicht, so teile man die Strecke A_1-B_2 (Abb. 974) zwischen

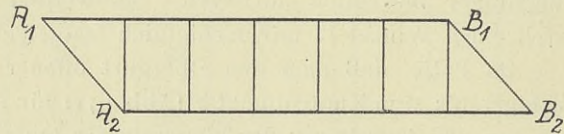


Abb. 976.

den äußersten Lagerpunkten in eine gleiche Anzahl solcher Teile, die in ihrer Größe ungefähr der gebräuchlichen Feldweite nahe kommen. In Abb. 975 ist in Grundriß und Aufsicht eine derartig entstandene Felderteilung veranschaulicht.

Schließlich kann man auch die Strecke A_2-B_1 zwischen den inneren Lagerpunkten (Abb. 976) in eine Anzahl gleicher Felder und die überstehenden Teile für sich teilen.

B. Einzelheiten der Anschlüsse schiefer Endquerträger an den Hauptträgern und der Längsträger an den Endquerträgern.

Der Anschluß der schiefen Endquerträger wird vielfach derart bewirkt, daß das Stegblech kurz vor dem Anschluß aus der Systemlinie abgebogen und senkrecht gegen den Hauptträger geführt wird (Abb. 977). Der Anschluß ist sehr einfach auszuführen, ist aber deshalb nicht ganz einwandfrei, weil ein Torsionsmoment entsteht. In der Abb. 979 ist der Endpunkt eines Hauptträgers

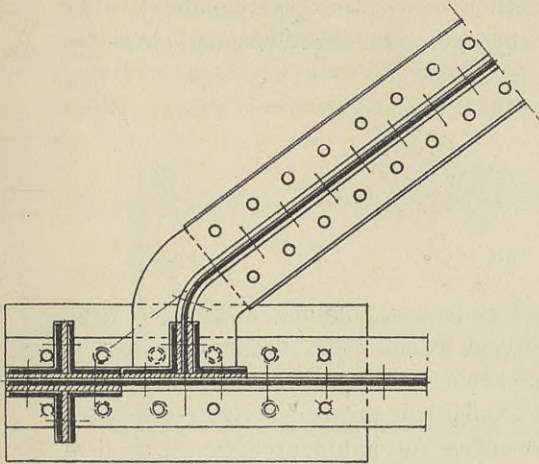


Abb. 977.

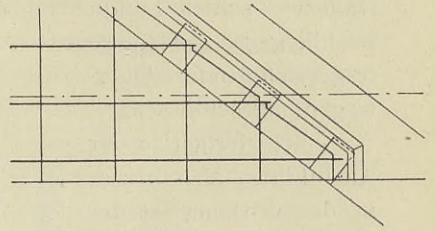


Abb. 978.

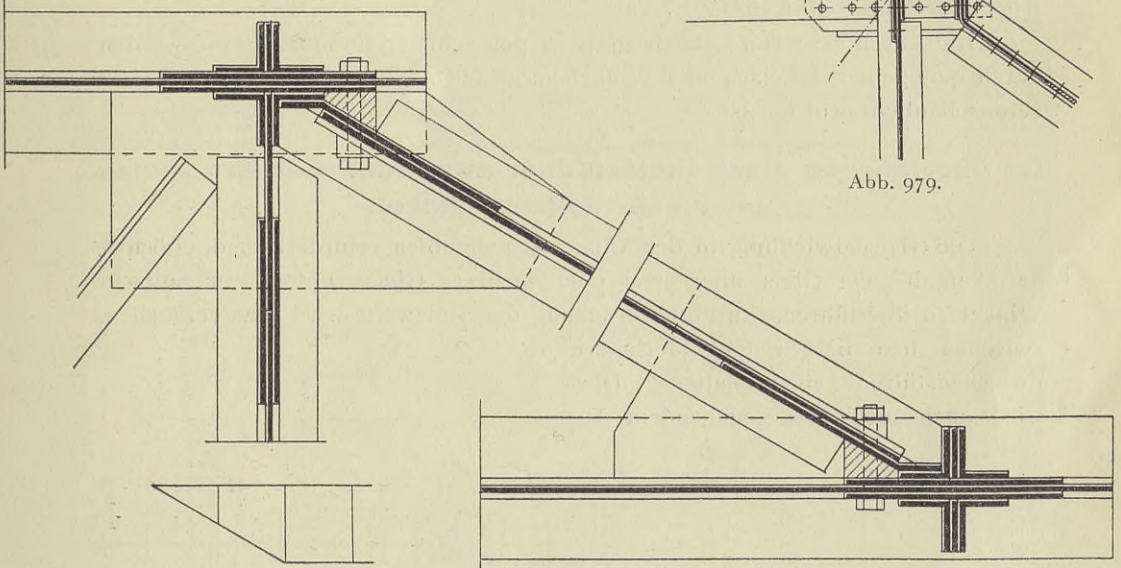


Abb. 980.

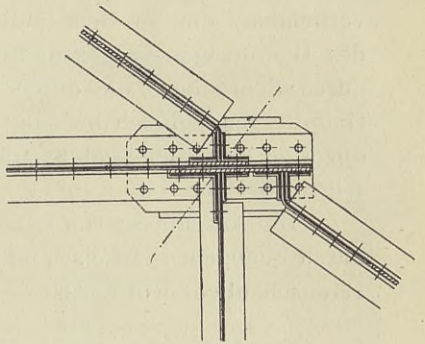


Abb. 979.

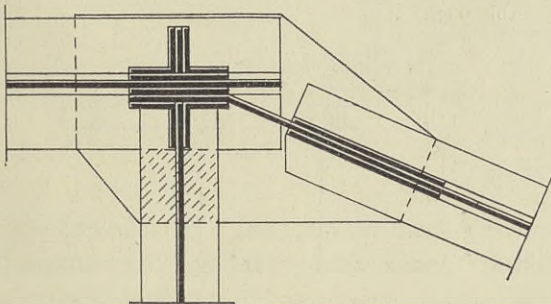


Abb. 981.

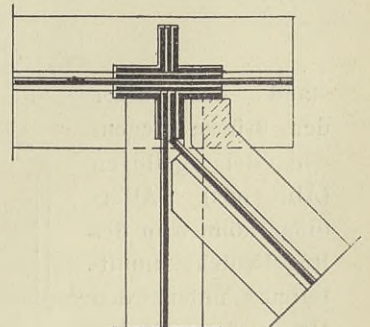


Abb. 982.

des in der Abb. 978 im Grundriß dargestellten Überbaues veranschaulicht. Hier sind zwei schiefe Endquerträger in der eben geschilderten Weise und ein rechtwinklig gegen den Hauptträger stoßender Querträger angeschlossen.

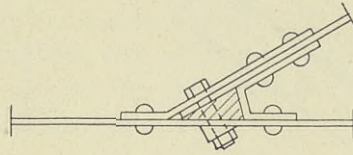


Abb. 983.

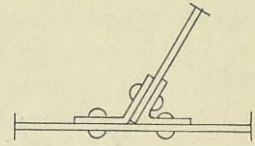


Abb. 984.

Schwieriger in der Ausbildung, aber besser in der Wirkung ist der in Abb. 980 dargestellte

Anschluß, bei dem das Stegblech nicht aus der Richtung abgebogen wird. Mit dem Stegblech des Querträgers wird an jedem Ende eine kräftige Lasche verbunden, die an dem anliegenden Schenkel eines der Aussteifungswinkel des Hauptträgers angeschlossen wird. Außerdem wird das Stegblech noch durch Schrauben, die durch ein keilförmiges Futter hindurchgreifen, an dem Hauptträgerstegblech befestigt. Zwei andere gute Anschlüsse, bei denen allerdings geringe, den Endquerträger beanspruchende Torsionsmomente auftreten, zeigen die Abb. 981 u. 982.

Die Anschlüsse von Längsträgern an den schiefen Endquerträgern werden durch gebogene Flacheisen oder Winkel hergestellt, wie in den Abb. 983 u. 984 veranschaulicht worden ist.

C. Überführung eines Gleises über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel.

Die Gleisentwicklung in der Nähe von Bahnhöfen erfordert oft die Lösung der Aufgabe, ein Gleis über zwei oder mehrere Gleise unter sehr spitzem Winkel zu überführen. Zur Einschränkung der Stützweite wird man versuchen, zwischen den beiden Endwiderlagern Zwischenstützen einzuschalten. Dies wird auch meist bei genügendem Ab-

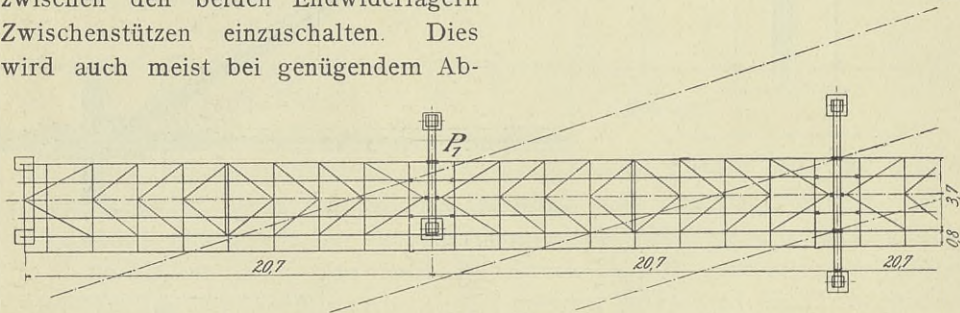


Abb. 985.

stand der unter der Brücke liegenden Gleise gelingen (Abb. 985). Allerdings können in der Regel nicht unmittelbar unter den Hauptträgern Säulen angeordnet werden,

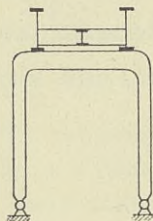


Abb. 986.

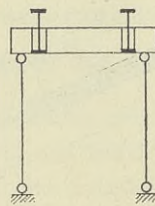


Abb. 987.

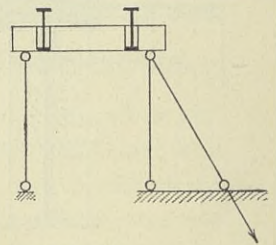


Abb. 988.

sondern die Hauptträger müssen auf steifen Zweigelenrahmen (Abb. 986) gelenkig gelagert oder mit einem Unterzug, der von zwei Pendelsäulen getragen wird, in steife Verbindung gebracht werden (Abb. 987). In der Regel werden auch wegen der Länge des Überbaues an den Zwischenstützen

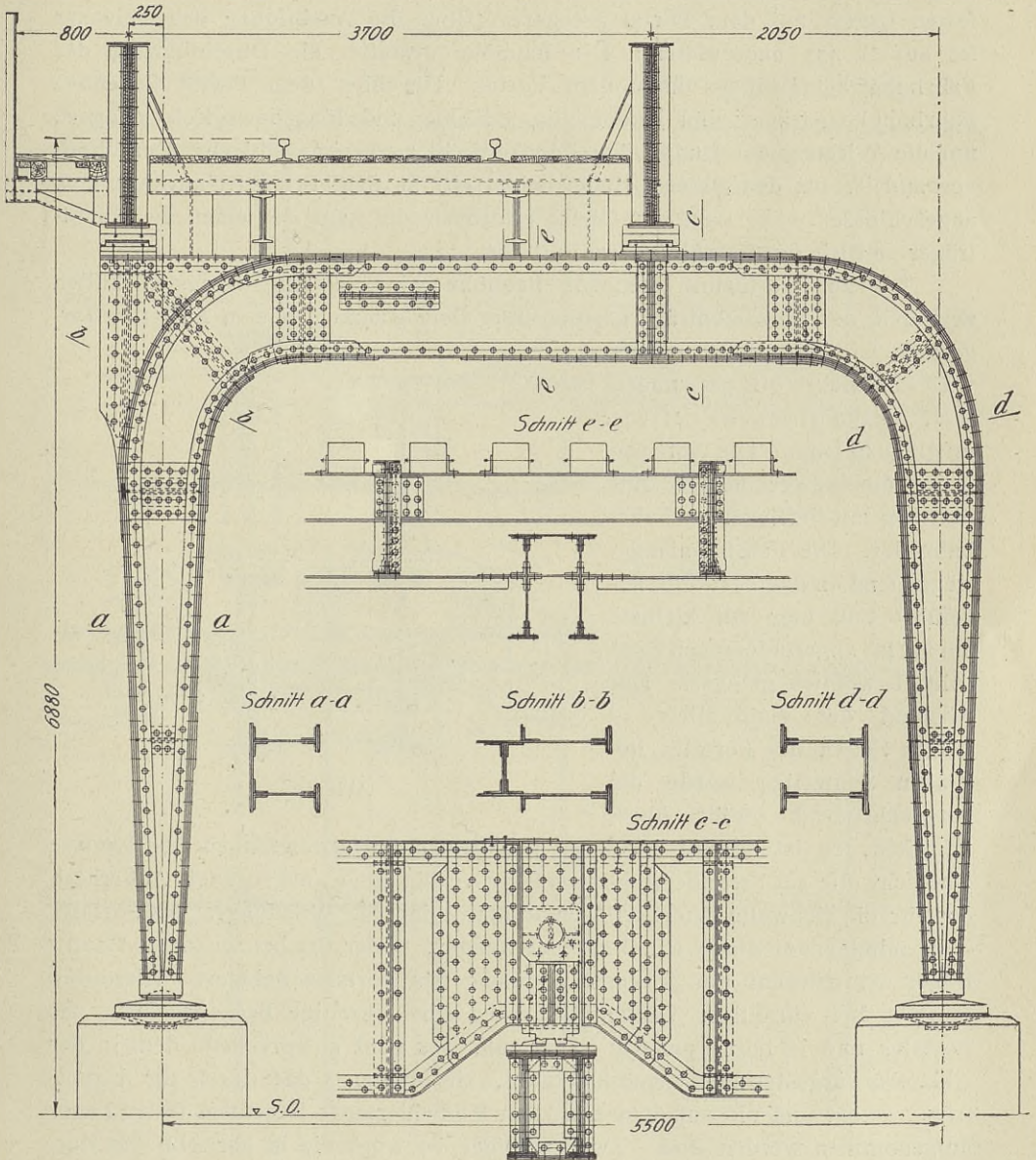


Abb. 989.

Stützpunkte für den Windverband geschaffen. Der Rahmen (Abb. 986) ist imstande, Windkräfte aufzunehmen, während zwei Pendelsäulen allein keine wagerechten Kräfte nach dem Boden leiten können. Hier muß wenigstens die eine der Säulen als Pendelbock ausgebildet werden (Abb. 988), der, falls

er verankert ist, nach beiden Richtungen wagerechte, quer zur Brückenachse wirkende Kräfte aufnehmen kann.

In der Abb. 989 ist das Portal P_1 der in der Abb. 985 veranschaulichten Überführung in den Einzelheiten wiedergegeben. Die benachbarten Hauptträger sind über dem Portal gelenkig zusammengeschlossen und mittels eines festen Lagers auf dem Portal gelagert. (Über die Ausbildung des Gelenkes ist auf S. 451 nachzulesen.) Die Bauhöhe gestattet die Durchführung des Fahrbahnträgergerippes über dem Portal. Die über dem Portal liegenden Fahrbahnlängsträger sind beiderseitig gelenkig und längsbeweglich gelagert, um die Wirkung der Hauptträgergelenke nicht zu beeinträchtigen. Der Windverband ist aus demselben Grunde beiderseits an den Portalen längsbeweglich angeschlossen. Die Lage der Gleise erforderte die Lage des einen der Hauptträger seitlich des geschlossenen Portales.

Die zur Verfügung stehende Bauhöhe wird in den wenigsten Fällen gestatten, das Fahrbahnträgergerippe über dem Rahmen, wie in Abb. 989 dargestellt ist, anzuordnen. Man wird vielmehr oft gezwungen sein, die Fahrbahn so tief wie möglich zu legen. Die Abb. 990 stellt eine zweckmäßige Anordnung mit tiefliegender Fahrbahn dar. Die Fahrbahnlängsträger sind an das Portal herangeführt und hier auf kleinen, am Portal angeschlossenen Konsolen beweglich gelagert. Der Abstand der unmittelbar zu beiden Seiten des Portales liegenden Schwellen würde die vorgeschriebene Größe überschreiten; es ist deshalb zwischen den beiden Portalwandungen eine weitere Querschwelle auf besonderen kleinen Längsverbindungen angeordnet. Außerhalb des für die Schwelle erforderlichen Raumes sind die Wandungen des Portales oben miteinander durch eine Platte verbunden. Jeder der benachbarten Hauptträger ist getrennt auf je einer Wandung des Portales gelagert. Hierdurch entsteht bei einseitiger Verkehrsbelastung eine einseitige Beanspruchung des Portales und in bezug auf das Fußgelenk, das ganz entsprechend dem in der Abb. 989 dargestellten ausgebildet wird, ein Moment, das durch die Hauptträger selbst und die auf dem einen der Endwiderlager liegenden festen Lager aufgenommen werden muß. Zweckmäßiger ist wohl die in der Abb. 989 dargestellte Lagerung der Hauptträger.

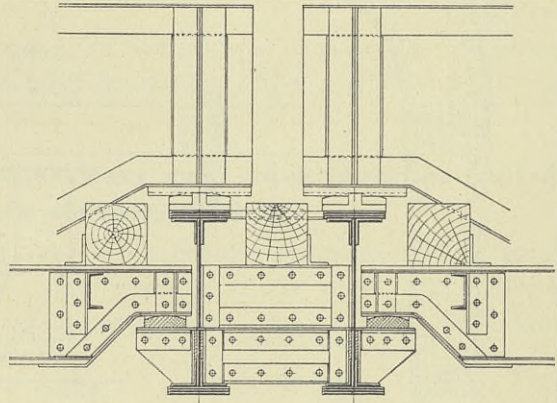


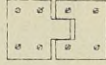
Abb. 990.

Eine andersartig ausgebildete, ebenfalls sehr zweckentsprechende Anordnung¹⁾ mit tiefliegender Fahrbahn ist in Abb. 991 veranschaulicht. Hier ist ein Unterzug in den Hauptträger eingeschachtelt, rechts vom Unterzug liegt

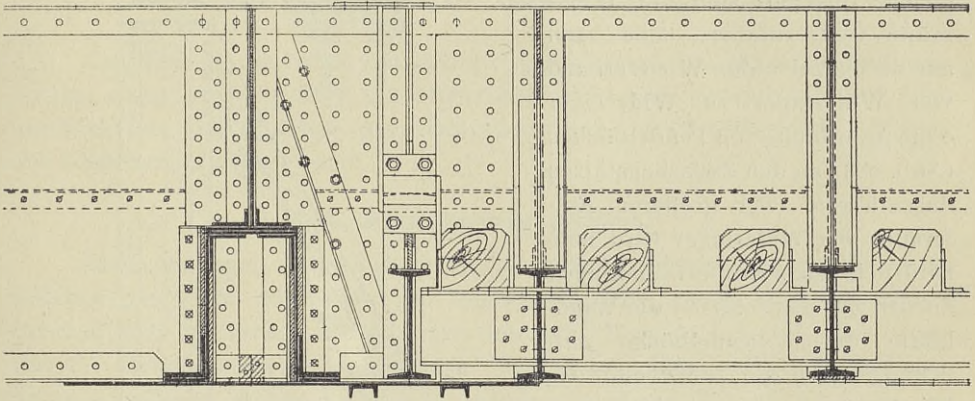
¹⁾ Vom Regierungs- und Baurat Labes zuerst bei Brücken im Direktionsbezirk Berlin angewendet.

ein Gelenk, das auf S. 453 näher erörtert ist. Der Querschnitt des Hauptträgers ist auch über dem Unterzug den hier auftretenden negativen Momenten gewachsen, da durch die kräftige Aussteifung des Unterzuges hindurch Druckspannungen übertragen werden können. Die Fahrbahn ist nur am Gelenk unterbrochen; unmittelbar unter dem Gelenk und rechts davon in 50 cm Ent-

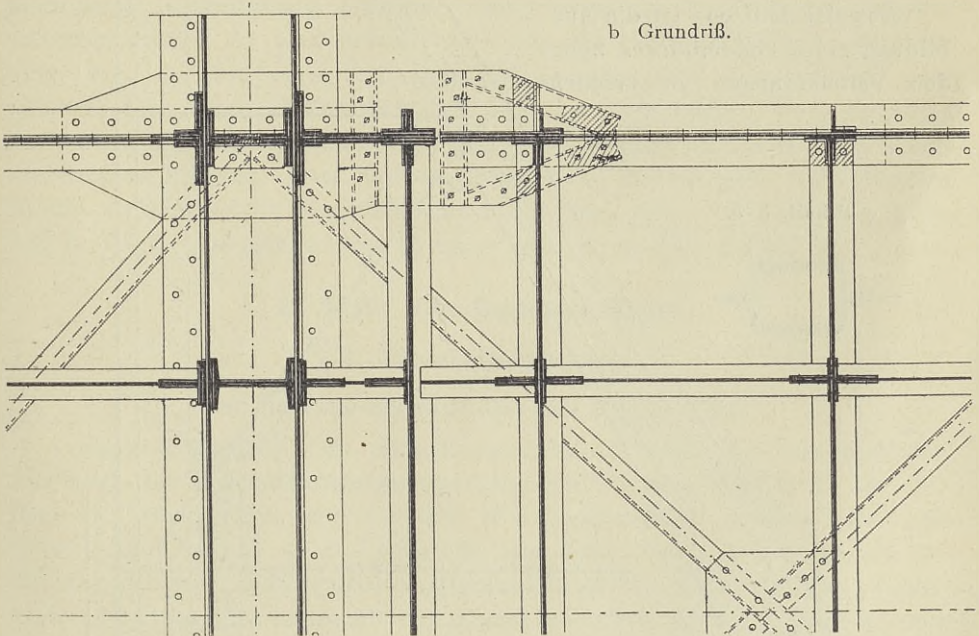
Abb. 991.



a Schnitt durch den Unterzug.



b Grundriß.



fernung ist je ein Querträger angeordnet, welche nicht miteinander durch die Längsträger in Verbindung gebracht sind. Vom rechten Querträger sind vielmehr zwei Konsole vorgestreckt, auf welchen eine Querschwelle ruht. Zwischen dem Unterzug und dem rechts benachbarten Querträger liegen in der Richtung der Fahrbahnlängsträger kleine Längsverbindungen, die einer Querschwelle zur

Unterstützung dienen und beiderseits fest angeschlossen sind. Die von links kommenden Längsträger sind ebenfalls am Unterzug fest angeschlossen.

Die Untergurtungen der Hauptträger sind unterhalb des Gelenkes durch kräftige Platten verbunden, welche imstande sind, die Windkräfte weiterzuleiten. Man kann auf diese Weise den Windverband von Widerlager zu Widerlager ohne Anordnung von Pendelböcken (Abb. 988) an den Zwischenstützen durchführen. Bei größerer Entfernung der Widerlager wird man natürlich, wie schon erwähnt, auch an den Zwischenstützen die Windkräfte durch Pendelböcke aufnehmen, um die Stützweite des Windverbandes zu beschränken.

Aus der Abb. 992 ist die Ausbildung eines Pendelbockes nebst den Verankerungen zu ersehen.

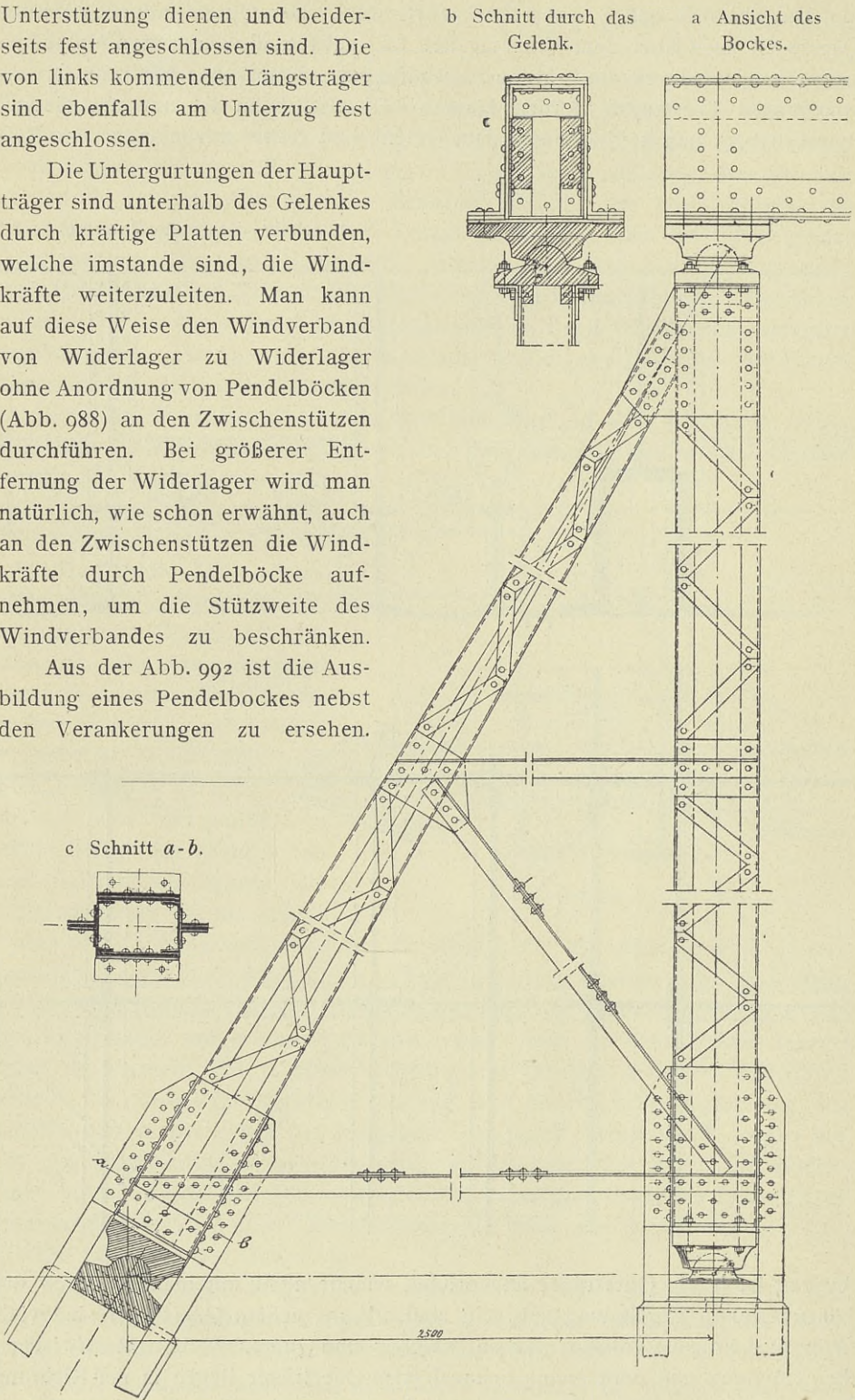


Abb. 992.

Abschnitt XV.

Anwendungsgebiet der eisernen Brücken.

Wahl des Querschnittes, der Hauptträgerform und der Stützweite der eisernen Brücken.

Die Bauhöhen der eisernen Brücken.

Nachdem die einzelnen Bestandteile der eisernen Brücken behandelt sind, dürften einige Angaben über das Anwendungsgebiet der eisernen Brücken, über die Wahl des Querschnittes, der Hauptträgerform und der Stützweite und über die Bauhöhen erwünscht sein.

A. Anwendungsgebiet.

Als Grundregel ist zu beachten, daß eiserne Brücken nur als Ersatz für Brücken aus Stein oder Beton zu betrachten sind, daß also die steinernen Brücken stets in erster Linie in Frage kommen. Dies hat seinen Grund darin, daß die steinernen Brücken so gut wie gar keiner Überwachung und Unterhaltung bedürfen, während die eisernen Brücken dauernde Beaufsichtigung und kostspielige Unterhaltung erfordern. Auch erreichen die steinernen Brücken erfahrungsgemäß ein weit höheres Alter als die eisernen Brücken. Nun bedingt aber der Bau einer steinernen Brücke sehr guten Baugrund und eine reichliche Bauhöhe. Beides steht oft nicht zur Verfügung. Dann erfordern auch die steinernen Brücken bei größeren Spannweiten weit höhere Kosten als die eisernen Brücken. Dies sind die Gründe, die für die Wahl einer eisernen Brücke an Stelle einer steinernen ausschlaggebend sind. Sie liegen so oft vor, daß das Anwendungsgebiet der eisernen Brücken ein sehr großes ist.

B. Wahl des Querschnittes.

1. Eisenbahnbrücken.

a) Die Fahrbahn liegt über den Hauptträgern.

Nach Möglichkeit legt man die Hauptträger unter die Fahrbahn, weil hierdurch das Fahrbahnträgergerippe ganz erspart oder doch durch die enge Lage der Hauptträger sein Gewicht sehr eingeschränkt werden kann. Mit Vorteil wird bis zu 12 m Lichtweite eine Konstruktion mit I-Trägern und Betonkappen (sich Abb. 573 auf S. 256) aus den auf S. 255 angegebenen Gründen verwendet. Bei Stützweiten über 12 m geht man, falls die Bettung durchgeführt werden soll, zu einer Bauweise mit Buckelplatten (Abb. 595 auf S. 268), mit Tonnenblechen (Abb. 560 auf S. 248) oder Flachblechen (Abb. 594 auf S. 267) über. Bei Anwendung von Flachblechen darf der Abstand der Hauptträger voneinander nur 1,0 m, bei Anwendung von Tonnen- oder Buckelblechen bis zu 2,2 m betragen, falls zwischen ihnen keine besonderen Längsträger angeordnet werden sollen. In der Nähe von Bahnhöfen, wo mehrere Gleise nebeneinander

liegen und diese durch Weichen verbunden sind oder die Möglichkeit der Gleisverschiebung und der Einlegung von Weichen gewahrt werden soll, reiht man Hauptträger an Hauptträger und erhält so eine zusammenhängende Brückentafel, die eine beliebige Verschiebung der Gleise und die Einlegung neuer Weichen gestattet. Bei Verwendung von Buckelplatten und größerer Bauhöhe können die Hauptträger auch zur Erzielung einer im Gewicht leichteren Konstruktion in größerem Abstand voneinander angeordnet werden (sich Abb. 545 auf S. 240). Zwischen je zwei Hauptträgern ist ein kleiner Längsträger eingeschaltet.

Bis zu Stützweiten von 20 m wird bei Brücken der freien Strecke, auf denen die Bettung nicht durchgeführt wird, mit Vorteil die unmittelbare Auflagerung der Querschwellen auf den als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern, die in einem Abstand von 1,6 bis 2,0 m angeordnet werden, ausgeführt (Abb. 593 auf S. 267). Der Vorteil dieser Bauweise liegt darin, daß das Fahrbahnträgergerippe vollständig fortfällt.

Bei größeren Stützweiten wird ein besonderes Fahrbahnträgergerippe sowohl bei Durchführung der Bettung, als auch ohne diese notwendig. Vergleiche hierzu die Abb. 614 auf S. 279 und Abb. 637 auf S. 292. Für ein Gleis ordnet man einen Überbau mit zwei Hauptträgern und für zwei Gleise einen Überbau mit zwei Hauptträgern oder zwei getrennte eingleisige Überbauten an. Etwa bis zu 35 m Stützweite werden zwei eingleisige Überbauten nicht teurer als ein zweigleisiger und können so schmal gehalten und in einen solchen Abstand voneinander gelegt werden, daß die Gleismitten die normale Entfernung voneinander behalten können. Bei größeren Stützweiten besitzen zwei eingleisige Überbauten gegenüber einem zweigleisigen außer den höheren Kosten den für den Betrieb schwerwiegenden Nachteil, daß die Gleismitten mehr als 3,5 m Abstand voneinander erhalten müssen. Für eingleisige Überbauten wählt man den Abstand der Hauptträger mit Rücksicht auf die Standsicherheit des ganzen Überbaues gegen Umkippen durch Winddruck, wobei man sich mit einer $1\frac{1}{2}$ - bis 2-fachen Sicherheit begnügen kann. Man erhält hiernach bei 22 m Stützweite ungefähr 2,2 m und bei 40 m Stützweite ungefähr 3,2 m Hauptträgerabstand. Außerdem ist darauf zu achten, daß die wagerecht zu messende Höhe des Windverbandes mindestens $\frac{1}{20}$ der Stützweite beträgt. Bei zweigleisigen Überbauten entscheidet für die Breite der Brücken der Umstand, daß man die Schienen ungern weit außerhalb der Hauptträger anordnet, und zwar wohl aus dem Grunde, um verhältnismäßig große Zusatzbelastungen für die Hauptträger durch Winddruck auf den Zug zu vermeiden. Im übrigen ist auch hier die Standsicherheit des Überbaues und das Verhältnis $\frac{1}{20}$ der Breite zur Stützweite maßgebend.

b) Die Fahrbahn liegt zwischen den Hauptträgern.

Gestattet es die zur Verfügung stehende Bauhöhe und die erforderliche Höhe der Hauptträger nicht, die Hauptträger unter der Fahrbahn anzuordnen, so wird die Fahrbahn zwischen die Hauptträger gelegt. Hierbei ist der Überstand der Hauptträger über die Fahrbahn ohne weiteres aus der zur Verfügung stehenden Bauhöhe und aus der für die Hauptträger erforderlichen Höhe zu

bestimmen. Durch Einzeichnung des Profiles des freien Raumes, das für das Deutsche Reich durch die Eisenbahn-Bau- und Betriebsordnung in seinen Abmessungen festgelegt ist (Abb. 993), ergibt sich alsdann der Abstand der Hauptträger, falls nicht die Rücksicht auf genügende Systemhöhe des Windträgers einen größeren Abstand erfordert.

Eingleisige Eisenbahnbrücken, deren Hauptträger mehr als 1 m über Schienenoberkante hervorragen, erfordern demnach eine von Hauptträgermitte zu Hauptträgermitte gemessene Breite von $4,40 + \text{eine Gurtbreite} = \text{rd. } 4,90 \text{ m}$. Bei weitgespannten eingleisigen Überbauten muß durch Vergleichsrechnungen festgestellt werden, ob nicht größere Breiten als $4,90 \text{ m}$ günstigere Abmessungen ergeben. So ist z. B. für die eingleisige, 100 m weit gespannte Eisenbahnbrücke bei Caputh eine Breite von $5,40 \text{ m}$ als die günstigste ermittelt worden.

Für zweigleisige Brücken ist die Breite um das Maß des Abstandes der beiden Gleismitten zu vermehren, also im allgemeinen zu $5,00 + 3,50 = 8,50 \text{ m}$ anzunehmen. Bei kräftigen Endportalen, die bei großen Stützweiten notwendig werden, ist dieses Maß noch zu vergrößern.

Handelt es sich um die Überführung eines Eisenbahngleises, so sieht man nur zwei Hauptträger vor. In ganz vereinzelt Fällen und bei sehr geringer Bauhöhe ordnet man auch wohl für jede Schiene zwei Hauptträger, sogenannte Zwillingsträger an (siehe S. 226). Bei zwei Gleisen kann man einen Überbau mit zwei Hauptträgern oder auch einen Überbau mit drei Hauptträgern, von denen der mittelste zwischen beiden Gleisen liegt, oder schließlich auch zwei getrennte Überbauten mit je zwei Hauptträgern wählen. Der zwei-

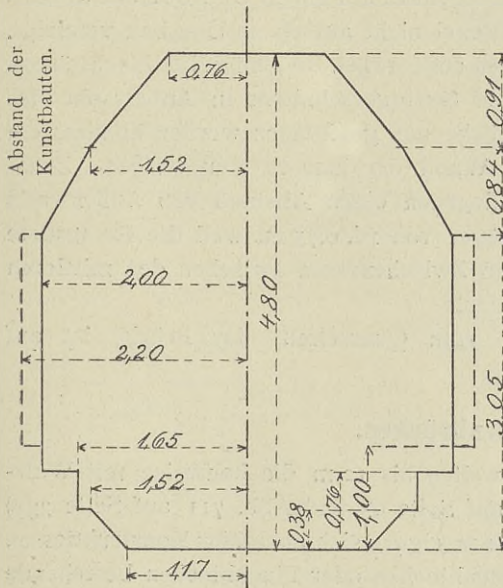


Abb. 993.

gleisige Überbau mit nur zwei Hauptträgern erfordert wegen des großen Abstandes der Hauptträger eine größere Bauhöhe als der zweigleisige Überbau mit drei Hauptträgern und der eingleisige Überbau; er ist aber den beiden anderen darin überlegen, daß die Mitten der beiden Gleise unter allen Umständen den normalen Abstand von $3,5 \text{ m}$ erhalten können, was auf der freien Strecke für den Betrieb von außerordentlicher Wichtigkeit ist. Beim eingleisigen Überbau werden die Hauptträger durch die Zugbelastung gleichmäßig beansprucht, beim zweigleisigen Überbau mit zwei Hauptträgern werden dagegen die Hauptträger beim Befahren nur eines Gleises ungleichmäßig beansprucht und erleiden daher verschieden große Durchbiegungen; beim zweigleisigen Überbau mit drei Hauptträgern, von denen der mittelste natürlich stärker als die beiden äußern ausgebildet werden muß, wird sich bei Belastung

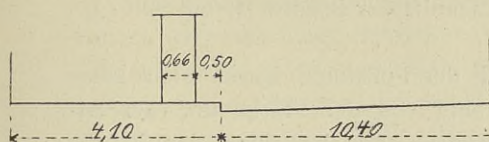
nur eines Gleises der äußere Hauptträger stärker durchbiegen als der mittelste. Sind nun die Querverbindungen mit den Hauptträgern fest vernietet, so werden durch die ungleichen Durchbiegungen diese Verbindungen erheblich beansprucht. Ein großer Nachteil ist jedoch in diesem Umstande nicht zu erblicken, da erfahrungsgemäß zweckmäßige Anschlüsse der Querverbindungen an den Hauptträgern diesen Beanspruchungen durchaus gewachsen sind. Steht eine genügend große Bauhöhe zur Verfügung, und wird auf Durchführung des normalen Abstandes der Gleismitten Wert gelegt, so wird man stets den zweigleisigen Überbau mit zwei Hauptträgern wählen. Bei sehr geringer Bauhöhe wird man zu einem zweigleisigen Überbau mit drei Hauptträgern oder zu zwei getrennten Überbauten greifen; man muß dann aber schon bei kleinen Stützweiten auf die Durchführung des normalen Gleisabstandes verzichten. Zwei getrennte Überbauten besitzen den nicht zu unterschätzenden Vorteil, daß sie später einzeln außerhalb des Betriebes verstärkt oder ausgewechselt werden können, falls es möglich ist, den Betrieb vorübergehend auf einem Gleise zu bewältigen. Mehr als zwei Gleise werden in der Regel nicht auf einem Überbau vereinigt.

Werden zwei getrennte Überbauten angeordnet, so genügt bei Blechträgern und Fachwerkträgern mit einwandigen Gurtquerschnitten in Anbetracht des Umstandes, daß die Niete von der Brücke aus geschlagen werden können, ein Abstand von 0,55 m von Wand zu Wand der inneren Hauptträger. Zweiwandige Gurtquerschnitte erfordern dagegen einen Abstand von Außenwand zu Außenwand der mittleren Hauptträger von rd. 0,75 m, weil die Ersatzniete in den Außenwandungen nur von dem Zwischenraum zwischen den mittleren Hauptträgern geschlagen werden können.

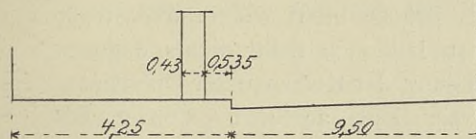
Über die Lage der Fußsteige zum Querschnitt der Brücke ist auf S. 325 u. f. nachzulesen.

2. Straßenbrücken.

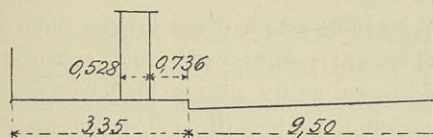
Auch hier ist für kleinere Stützweiten bis 12 m die Bauweise mit Walzträgern und Betonkappen (Abb. 128 auf Seite 65 und Abb. 711 auf Seite 339) zu empfehlen. Bei Stützweiten über 12 m eignen sich auch hier Konstruktionen, bei denen die aus Buckelplatten, Tonnenblechen oder Flachblechen bestehende Fahrbahntafel unmittelbar auf den Hauptträgern gelagert wird. Dabei werden die Hauptträger ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken in einen solchen Abstand (vergleiche Seite 495) gelegt, der mit einer Buckelplatte, von einem Tonnenblech oder von Flachblechen überspannt werden kann (Abb. 707). Für größere Bauhöhen und für Fahrbahntafeln aus Buckelplatten wählt man auch hier einen größeren Abstand, der die Anordnung besonderer Fahrbahnlangsträger erforderlich macht. Ebenso wie bei den Eisenbahnbrücken ist auch für größere Stützweiten bei den Straßenbrücken danach zu streben, die Hauptträger zwecks Verringerung des Gewichtes des Fahrbahnträgergerippes möglichst unter die Fahrbahn zu legen. Hierbei können zwei oder mehr Hauptträger angeordnet werden. Bei zwei Hauptträgern ist die Lastverteilung auf diese einfach nach dem Hebelgesetz zu bestimmen, während die genaue Ermittlung der Lastverteilung bei mehr als zwei Hauptträgern, falls nicht durch Einfügung von Gelenken in den Querträgern für statisch bestimmte Lagerung der letzteren



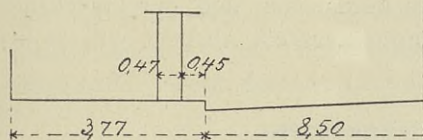
a Swinemünder Brücke in Berlin.



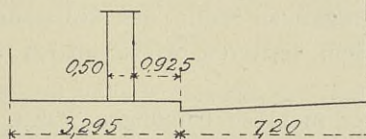
b Nordbrücke über die Stromelbe in Magdeburg.



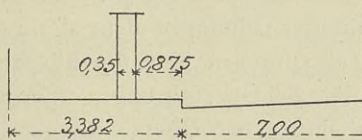
c Straßenbrücke über den Rhein zwischen Ruhrort und Homberg.



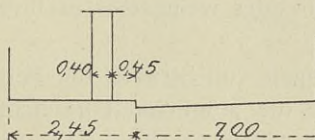
d Lange Brücke in Stettin.



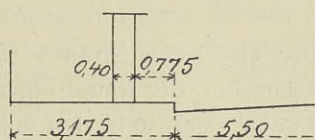
e Straßenbrücke über die Memel in Tilsit.



f Straßenbrücke über die Oder in Ratibor.



g Straßenbrücke über die Süderelbe bei Harburg.



h Straßenbrücke über die Oder in Crossen.

Abb. 994.

gesorgt ist, auf Schwierigkeiten stößt. Für die Wahl der einen oder der anderen Anordnung ist die Kostenfrage ausschlaggebend, die bei großen Stützweiten im allgemeinen wohl zu Gunsten der Anordnung von nur zwei Hauptträgern ausfällt. Unterstützt man die Fahrbahn nur durch zwei Hauptträger, so ist ihr Abstand dadurch gegeben, daß man die den Fahrdamm der Brücke begrenzenden Bordsteine nicht weit außerhalb der Hauptträgermittellinien legt. Bei mehr als zwei Hauptträgern schwankt der Abstand zwischen 2 und 4 m.

Für größere Stützweiten wird die zur Verfügung stehende Bauhöhe in den meisten Fällen nicht gestatten, die Fahrbahn auf den Hauptträgern zu lagern. Man wird vielmehr gezwungen sein, die Hauptträger über die Fahrbahn hervorragen zu lassen. In diesem Falle wird man nur sehr selten bei sehr breiten Überführungen mehr als zwei Hauptträger anordnen. Beispielsweise weist die Straßenbrücke über die Ringbahn in Halensee bei Berlin drei Hauptträger auf. Der mittlere Hauptträger trennt die Gleise der Straßenbahn von dem starken Fuhrwerksverkehr.

Über die Lage der Fußsteige zum Querschnitt der Brücke ist auf Seite 358 u. f. nachzulesen.

Über die Breite des Fahrdammes und der Fußsteige lassen sich keine allgemein gültigen Angaben machen. Sie sind von der Stärke und der Art des Verkehrs und auch von den Abmessungen der im Zuge der Brücke liegenden Straße abhängig, da man im allgemeinen die Brücke nicht enger als die Straße ausführen wird. Da aber auf der Brücke nicht wie in der Straße die Fuhrwerke an den Häuserseiten halten, so läßt sich wohl nichts dagegen einwenden, daß man die Brücken zur Ermäßigung der Kosten unter Umständen schmaler als die Straße, in deren Zuge sie liegt, ausführt. Von großer Wichtigkeit ist es, den Bordstein so weit von den über die Fahrbahn hervorragenden Teilen der Hauptträger ab zu legen, daß an den Bordsteinen fahrende Wagen nicht mit den Wagenkasten oder der Ladung gegen diese Teile stoßen. Bei ausgeführten Brücken schwankt das hierfür vorgesehene Maß außerordentlich, wie aus den Abb. 994 a bis h, in denen außer diesen Maßen noch die Breiten des Fahrdammes, des Fußsteiges und der über die Fahrbahn hervorragenden Teile des Hauptträgers eingeschrieben sind, zu ersehen ist. Nach Möglichkeit ist zwischen der Innenkante des Bordsteines und der Innenkante des über die Fahrbahn hervorragenden Hauptträgers ein Abstand von 70 cm zu wahren.

C. Wahl der Hauptträgerform.

Wie bereits in der Abhandlung über die Ausbildung der Hauptträger eingehend erörtert ist, ist der gegliederte Träger an Stelle des vollwandigen Trägers erst dann auszuführen, wenn er dem letzteren wirtschaftlich überlegen ist.

Ob man für eine Brücke nur eine oder mehrere Öffnungen wählt, und welche Lichtweite den einzelnen Öffnungen zu geben ist, hängt erstens von den Kosten, dann aber auch von manchen anderen Rücksichten ab. Z. B. wird man bei der Überbrückung eines Flusses die Anzahl der Öffnungen nicht allein durch die Kostenfrage bestimmen können, sondern es sprechen hier die Rücksichten auf das Durchflußprofil und die Schiffahrt mit. Bei Überführungen über Eisenbahngleise in der Nähe von Bahnhöfen, wo eine große Übersichtlichkeit und die Möglichkeit, die Gleisanlage beliebig verändern zu können, sehr erwünscht ist, sind Mittelstützen tunlichst zu vermeiden oder wenigstens in ihrer Anzahl zu beschränken.

Andererseits wird man bei Überführungen von Straßen die Mittelstützen gern in dem Falle anordnen, daß durch sie die Möglichkeit geschaffen wird, die Hauptträger unter die Fahrbahn zu legen. Eine Straßenbrücke mit Hauptträgern, die nicht über die Fahrbahn hinausragen, ist fraglos vom Schönheitsstandpunkte aus die beste.

Auch bei Eisenbahnüberführungen über städtische Straßen wird man häufig die Mittelstützen nicht entbehren können, um die Hauptträger niedrig halten und ihre Oberkante möglichst noch unter dem untersten Absatz des Profiles des freien Raumes anordnen zu können, da sich sonst große, für die Gleisentwicklung unbequeme Gleisabstände ergeben.

In Straßenzügen und auch zwischen Eisenbahngleisen wird man die Mittelstützen gern aus Eisen herstellen, um sie recht schmal halten zu können. Die Träger werden in diesem Falle als Gerber- oder durchlaufende Träger ausgebildet. Die letzteren sind mit Vorteil überall dort anzuwenden, wo ein fester Baugrund die unveränderte Höhenlage der Stützen gewährleistet. In Berlin, wo man in dem gut abgelagerten Sande einen geeigneten Baugrund vor sich zu haben glaubte, hat man mit den durchlaufenden Trägern sehr schlechte

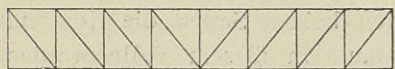


Abb. 995.

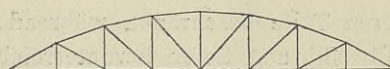


Abb. 996.

Erfahrungen gemacht. Die eisernen Mittelstützen der Eisenbahnüberführungen haben sich im Laufe des Betriebes durchweg gesenkt. Der Grund zu dieser Erscheinung liegt wohl darin, daß die eisernen Mittelstützen den Lasten und Stößen des Betriebes im Gegensatz zu den Widerlagern zu wenig Masse entgegensetzen können. Man sollte daher die durchlaufenden Träger mit eisernen Mittelstützen nur da anwenden, wo die Fundamente auf Fels gesetzt werden können. Der Gerberträger ist gegen Nachgiebigkeit der Stützen unempfindlich, steht dem durchlaufenden Träger aber deshalb nach, weil die Ausbildung der Gelenke und die Unterbrechung der Fahrbahn Schwierigkeiten bereiten.

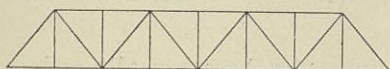


Abb. 997.

In dem Falle, daß die Mittelstützen als Stein Pfeiler ausgebildet werden und

Balkenträger zur Ausführung kommen sollen, werden die Hauptträger der Überbauten als durchlaufende Träger ohne Gelenke, als Gerberträger oder als einfache Balkenträger über den einzelnen Öffnungen ausgeführt. Die durchlaufenden Träger sind stets, die Gerberträger aber nur bei sehr großen Stützweiten billiger als einfache Balken über den einzelnen Öffnungen. Die durchlaufenden Träger sind aber sehr empfindlich gegen Stützensenkungen, und die Gerberträger bieten in der Durchbildung der Gelenkpunkte konstruktive Schwierigkeiten. Beide Trägerarten sind außerdem nicht so einfach zu berechnen

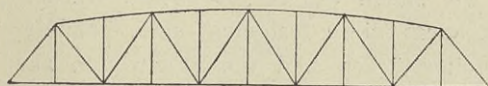


Abb. 998.

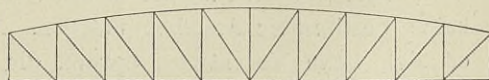


Abb. 999.

wie der einfache Balken. Dieser wird daher am meisten ausgeführt. Auch bei der Überbrückung einer Öffnung ist er am meisten in Gebrauch.

Der gegliederte einfache Balkenträger wird bis zu Stützweiten von 55 m meist als Parallelträger ausgeführt (Abb. 995). Er ist zwar schwerer als der Parabelträger (Abb. 996), der auch vielfach zur Anwendung gelangt, bietet aber viel weniger Schwierigkeiten in der Herstellung als dieser. Auch gestaltet sich seine Berechnung einfacher; ferner kann man bei Stützweiten über 40 m

einen durchgehenden oberen Windverband anordnen. Der Parallelträger wird auch mit Vorliebe mit abgeschrägten Enden als sogenannter Trapezträger (Abb. 997) ausgebildet. Das Strebenfachwerk ist wegen der geringeren Anzahl der Knotenpunkte billiger als das Ständerfachwerk. Für größere Stützweiten als 55 m eignet sich der Halbparabelträger (Abb. 998 u. 999).

Über die Gestaltung des Trägernetzes geben die Erörterungen auf S. 87 u. f. Aufschluß.

Über Straßen und schiffbaren Wasserläufen ist die Bauhöhe oft nur im mittleren Teile beschränkt, während an den beiden Seiten die Konstruktion der Überführung tiefer herunterreichen kann. In diesem Falle werden oft Bogenträger deshalb mit Vorteil verwendet, weil sie unter der Fahrbahn angeordnet werden können.

Über der Fahrbahn werden die Bogenträger an Stelle der Balkenträger dort verwendet, wo auf ein gutes Aussehen Wert gelegt wird. Eigentliche Bogenträger erfordern sehr guten Baugrund. Ist dieser weniger einwandfrei, so ist der Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub am Platze.

Der versteifte Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub (Abb. 448 u. 449) sieht sehr gut aus und ist dort am Platze, wo zwischen den Fußsteigen und dem Fahrdamm ein ungehinderter Querverkehr verlangt werden muß, z. B. in dem Falle, wenn auf der Brücke die Haltestelle einer Straßenbahn liegt. Der versteifende Träger muß natürlich ganz unter der Fahrbahn liegen.

Die Hängebrücken übertreffen fraglos durch gutes Aussehen alle anderen Brückenformen, auch die Bogenbrücken. Sie sind aber bei Spannweiten, die in Deutschland und den Nachbarländern in Frage kommen, bedeutend teurer als andere Überbausysteme. Nach Bohny beginnt die wirtschaftliche Überlegenheit der Hängebrücken gegenüber anderen Brückenformen für Eisenbahnbrücken erst bei einer Spannweite von 600 m und bei Straßenbrücken bei einer Spannweite von 300 m. Sie kommen also in Deutschland und den Nachbarländern nur dort in Frage, wo auf ein gutes Aussehen besonderes Gewicht gelegt wird.

D. Wahl der Stützweite.

Über die Lichtweiten lassen sich, wie schon auf S. 500 betont wurde, keine bestimmten Angaben machen. Nachdem diese festgelegt sind, handelt es sich beim Vorentwurf darum, die Pfeilerstärken und die Stützweiten zu ermitteln. Sind mehrere Öffnungen zu überbrücken, und soll dies durch einfache Balkenbrücken erfolgen, so müssen auf den Mittelpfeilern die Lager zweier Überbauten angeordnet werden. Als Anhalt für die Bemessung der Entfernung der Lagermitten in der Brückenlängsrichtung möge die Angabe dienen, daß bei 50 m Stützweite hierfür das Maß von 1,2 m und bei 200 m Stützweite das Maß von 2,5 m genügt und daß für dazwischenliegende Werte geradlinig eingeschaltet werden kann. Die Pfeiler müssen nun beiderseits in der Brückenlängsrichtung so weit über die Auflagermitten hervorragen, daß sie nicht ungünstig beansprucht werden. Die Stützweite muß also die Lichtweite

um ein bestimmtes Maß übertreffen. Dies ist bei Lichtweiten bis zu 20 m aus der Formel

$$l = 1,01 l' + 0,45 \text{ m}$$

und bei Lichtweiten über 20 m aus der Formel

$$l = l' + 0,017 l' + \frac{5}{l'}$$

zu ermitteln. Hierin bedeutet l die Stützweite und l' die Lichtweite. Beide sind in Metern zu messen.

Somit stehen die Stützweiten und die Pfeilerstärken annähernd fest. Sollen die Öffnungen mit durchlaufenden Trägern ohne Gelenke oder mit Gerberträger überbrückt werden, so nehme man für den Vorentwurf dieselben Pfeilerstärken wie für einfache Balkenträger an. Die nähere Durcharbeitung wird für beide Fälle die genauen Abmessungen ergeben.

Ist nur eine Öffnung zu überbrücken, so ist aus den angegebenen Formeln und der Lichtweite ohne weiteres die Stützweite zu ermitteln.

Es empfiehlt sich, die Stützweite nach Möglichkeit auf ganze Meter abzurunden. Hiervon ist jedoch Abstand zu nehmen, wenn sich dabei für die Feldweite ein Maß mit Bruchteilen von Millimetern ergeben sollte. Beispielsweise würde man für einen Überbau von 106 m Stützweite und 12 Feldern eine Feldweite von 8,8333 . . . m erhalten. Es empfiehlt sich deshalb, für die Feldweite das runde Maß von 8,84 m zu nehmen und dementsprechend die Stützweite zu 106,08 m zu wählen.

E. Bauhöhen der eisernen Brücken.

Unter der Bauhöhe ist bei Straßenbrücken das Maß von Fahrbahnoberkante bis zur Unterkante des eisernen Überbaues und bei Eisenbahnbrücken der Abstand von der Schienenoberkante bis zur Unterkante des eisernen Überbaues zu verstehen. Nach den eingehenden Erörterungen in der Abhandlung über die Fahrbahn und die Fahrbahnträger wird es dem Konstrukteur leicht sein, für die Höhe der Fahrbahn und der Fahrbahnträger das erwünschte Maß zu wählen und nötigenfalls dieses Maß bis an die erlaubte Grenze einzuschränken. Da nun ferner aus der Abhandlung über die Ausbildung der Hauptträger die erwünschten und erforderlichen Höhen für die Hauptträger feststehen, so wird sich für jeden Fall ohne Schwierigkeit eine zweckmäßige Bauhöhe bestimmen lassen. Es ist nun aber in den meisten Fällen durchaus erforderlich, schon vor der Ausarbeitung des Sonderentwurfes des eisernen Überbaues die Höhenlage der Straßenkrone oder der Schienenoberkante über dem überbrückten Wasserlauf oder Verkehrsweg festzusetzen und hierdurch auch die Bauhöhe des eisernen Überbaues festzulegen. Sehr oft erfordern die örtlichen Verhältnisse eine möglichst geringe Bauhöhe, um die Steigungsverhältnisse günstig gestalten zu können. Der eine Linienführung entwerfende Ingenieur wird dann häufig ohne Kenntnis der erwünschten und kleinsten zulässigen Bauhöhen der eisernen Brücken, zum Schaden der eisernen Überbauten, die Bauhöhe durch die Wahl der Linienführung zu sehr beschränken. Die folgenden Angaben¹⁾

¹⁾ Aus den Hilfswerten von Dirksen entnommen.

dürften daher besonders bei der Ausarbeitung der Vorarbeiten für eine neue Linie wertvoll sein. Dabei ist nach Möglichkeit die als erwünscht bezeichnete Bauhöhe einzuhalten und nur in besonderen Fällen auf die kleinste Bauhöhe herabzugehen.

Annahmen für die bauliche Ausbildung.

1. Eisenbahnbrücken.

Die nachstehenden Angaben beziehen sich, mit Ausnahme der unter Nummer b 3 und 4, nur auf eingleisige, in der Geraden liegende Brücken; bei Lage in einer Krümmung tritt meist eine Erhöhung der angegebenen Maße ein.

a) Ohne Durchführung der Bettung.

Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe ist die Schwellenstärke auf 16 cm mit 1 cm Einkämmung über den Schwellenträgern eingeschränkt; für die Schwellenträger sind im allgemeinen breitflanschtige Differdinger I-Eisen vorgesehen, und der Windverband ist, um an Höhe zu sparen, aus Flacheisen gebildet. Bei den Ausführungen mit tiefliegender Fahrbahn ist die Annahme gemacht, daß nur die Fahrbahnausbildung für die Bauhöhe maßgebend ist, also die Entfernung der Hauptträger so bestimmt wird, daß für sie eine ausreichende Höhe zur Verfügung steht. Die Höhe der Hauptträger ist in den Fällen, in denen sie für die Bauhöhe maßgebend ist, so bestimmt, daß die Durchbiegung infolge Verkehrslast etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Sollte ausnahmsweise eine noch weitergehende Einschränkung der Höhe infolge zwingender örtlicher Umstände nicht zu umgehen sein, so empfiehlt es sich, um mit der Durchbiegung und den Schwingungen in angemessenen Grenzen zu bleiben, die zugelassene Beanspruchung entsprechend zu ermäßigen.

Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe beträgt die Schwellenstärke 26 cm mit 2 cm Einkämmung über den Schwellenträgern, für welche normale I-Eisen verwendet sind, soweit deren Widerstandsmoment ausreicht. Die Querträger sind als genietete Blechträger ausgebildet, und zwar bei mittlerer Bauhöhe mit zwei Gurtplatten, bei unbeschränkter Höhe mit einer Platte, die schon aus konstruktiven Gründen erwünscht ist. Für den Windverband sind Winkeleisen, deren senkrechte Schenkel nach oben gerichtet sind, vorgesehen. Das als günstigste Trägerhöhe für Fachwerkträger angenommene Maß setzt Parallelträger voraus; bei Parabelträgern ist es auf $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ der Stützweite zu erhöhen.

Zwischen Überbau und Umgrenzung des lichten Raumes und zwischen Querträger und Schienenfuß ist, mit Ausnahme der Bauarten unter 1 und 2, ein Spielraum von etwa 5 cm gewahrt.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu 1. Hauptträger aus normalen I-Eisen. Höhe des Querträgers zur zweckmäßigen Ausbildung des Anschlusses nicht unter 15 cm. Des harten Fahrens und der hohen Unterhaltungskosten wegen nur im Notfalle bei aufs äußerste beschränkter Bauhöhe zu verwenden. Bei Stützweiten über 8 m gibt Bauart 3 keine größere Höhe, ist daher vorzuziehen.

Zu 2. Querträger aus Differdinger I-Eisen oder zwei Steg an Steg genieteten J-Eisen mit Kopfplatten. Des harten Fahrens und der hohen Unterhaltungskosten wegen nur im Notfalle bei aufs äußerste beschränkter Bauhöhe zu verwenden.

Zu 3. Feldweite bei beschränkter Bauhöhe nicht über 1,8 m, so daß das Differdinger I-Eisen Nr. 22 ausreicht.

Zu 4. Bei größerer Stützweite empfiehlt es sich, die Trägerhöhe nach den Auflagern zu abnehmen zu lassen, da sonst die Standfestigkeit gegen Winddruck sehr gering wird.

Zu 5. Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe ist die Feldweite zu etwa $\frac{1}{8}$ der Stützweite, entsprechend der günstigsten Strebenneigung von 1 : 1, angenommen worden; bei beschränkter Bauhöhe ist sie, um geringer belastete und somit niedrigere Quer- und Schwellenträger zu erhalten, auf etwa $\frac{1}{14}$ der Stützweite, einer Strebenneigung von 2 : 3 entsprechend, verringert. Bei Stützweiten über 60 m tritt im allgemeinen eine weitere Zunahme der Bauhöhe nicht mehr ein, da dann eine Zwischenteilung der Feldweite in Frage kommt.

Zu 6. Maßgebend ist nur die gesamte Hauptträgerhöhe, von der bei Lage des Obergurtes in der ersten oder zweiten Stufe der Umgrenzung des lichten Raumes das Maß abzuziehen ist, um das der Gurt die Schienenoberkante überragen kann. Ungünstig bei dieser Anordnung ist, daß ein oberer Windverband meist nicht durchgeführt werden kann, die Hauptträger daher durch den Wind eine erhebliche lotrechte Zusatzbelastung erfahren.

Zu 7. Feldweite wie unter 5, bei beschränktester Bauhöhe $\frac{1}{14}$, bei mittlerer und unbeschränkter $\frac{1}{8}$ der Stützweite.

b) Mit Durchführung der Bettung.

Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe sind eiserné Schwellen mit der geringsten zulässigen Bettungsstärke von 15 cm unter Schwellenunterkante vorgesehen, die Fahrbahnträger sind im allgemeinen aus Differdinger breitflanschigen I-Eisen gebildet.

Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe sind normale Holzschwellen mit 20 cm Bettungsstärke unter Schwellenunterkante vorgesehen. Bei untenliegender Fahrbahn werden die für die Höhe maßgebenden Querträger aus Blechträgern gebildet, die bei mittlerer Bauhöhe zwei, bei unbeschränkter eine Gurtplatte erhalten.

Es ist angenommen, daß die Entwässerungsrinnen durch Aussparungen in den Stegblechen der Querträger geführt werden. Sollen sie an die Untergurte der Querträger angehängt werden, so erhöhen sich die angegebenen Werte um 10 bis 20 cm.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu 1. Feldweite etwa 1,5 m.

Zu 2. Bei mittlerer und unbeschränkter Bauhöhe ist die Feldweite zu etwa $\frac{1}{10}$ der Stützweite angenommen, bei beschränkter Bauhöhe ist sie um geringer belastete und damit niedrigere Quer- und Schwellenträger zu erhalten, auf $\frac{1}{14}$ der Stützweite beschränkt.

1. Bauhöhen von Eisenbahnbrücken.

 $L =$ Stützweite.

Bauart der Brücke	Stützweite*) m	Entfernung der Hauptträger m	Kleinste cm	Mittlere Bauhöhe cm	Erwünschte cm
a) Ohne Durchführung der Bettung:					
1. Zwillingsträger (Abb. 1000).	1—8	0,36—0,45	$\frac{L}{7} + L > 30$		
2. Blechträger mit unmittelbarer Auflagerung der Schienen auf den Querträgern (Abb. 1001).	≤ 10 $\leq 11,5$ $\leq 17,5$	1,90—3,20 3,3 3,7	37—48 50 52		
3. Blechträger mit versenkter Fahrbahn und Holzschwellen auf Schwellenträgern (Abb. 1002).	$\leq 15,5$ ≤ 20	3,75 4,80	56 58	86 88	98 100
4. Blechträger mit unmittelbarer Schwellenauflagerung auf den Hauptträgern (Abb. 1003).	≤ 12 12—26	1,6—1,8 1,6—1,8	$\frac{L}{12} + 37$ $\frac{L}{12} + 39$		$\frac{L}{10} + 46$ $\frac{L}{9} + 49$
5. Fachwerkträger mit versenkter Fahrbahn (Abb. 1004).	20—30 30—40 40—50 > 50	4,8 4,9 5,0 5,1	61 65 71 76	88 100 115 125	100 112 132 148
6. Fachwerkträger mit halbversenkter Fahrbahn (Abb. 1005).	30 40 50	2,3 3,0 4,0	$\frac{L}{12} + 24$ $\frac{L}{12} - 10$ $\frac{L}{13} - 42$		$\frac{L}{8} + 25$ $\frac{L}{8} - 10$ $\frac{L}{8} - 42$
7. Fachwerkträger mit Fahrbahn oben (Querträger auf den Obergurten) (Abb. 1006).	30 40 50 60	2,3 3,0 4,0 4,2	$\frac{L}{12} + 76$ $\frac{L}{12} + 81$ $\frac{L}{13} + 89$ $\frac{L}{13} + 100$		$\frac{L}{8} + 102$ $\frac{L}{8} + 116$ $\frac{L}{8} + 147$ $\frac{L}{8} + 165$

b) Mit Durchführung der Bettung:

1. Blechträger mit versenkter Fahrbahn (Abb. 1007).
2. Fachwerkträger, Fahrbahn versenkt (Abb. 1008).
3. Blechträger, Fahrbahn oben (Abb. 1009).

4. Blechbogen mit durchgehender, über den Hauptträgern liegender Fahrbahn.

*) Die angegebenen Stützweiten sollen nur als Anhalt dienen.

2. Bauhöhen von Straßenbrücken.

L = Stützweite.

a) Balkenbrücken.

B = Breite des Fahrdammes.

Bauart	Entfernung der Hauptträger m	Stützweite m	Kleinste			Erwünschte				
			Bauhöhe in cm			Bauhöhe in cm				
			Doppelter Bohlenbelag	Chaussierung	Holz- oder Steinpflaster	Asphalt	Doppelter Bohlenbelag	Chaussierung	Holz- oder Steinpflaster	
a) Blechträger m. Fahrbahn oben. Abdeckung aus Tonnenblechen oder Buckelplatten	etwa 1,5	10	$L + 25 + \frac{B}{100}$	$L + 20 + \frac{B}{60}$	$L + 27 + \frac{B}{80}$	$L + 17 + \frac{B}{120}$	$L + 23 + \frac{B}{100}$	$L + 18 + \frac{B}{60}$	$L + 25 + \frac{B}{80}$	$L + 15 + \frac{B}{120}$
		15	$L + 27 + \frac{B}{100}$	$L + 22 + \frac{B}{60}$	$L + 29 + \frac{B}{80}$	$L + 19 + \frac{B}{120}$	$L + 24 + \frac{B}{100}$	$L + 19 + \frac{B}{60}$	$L + 26 + \frac{B}{80}$	$L + 16 + \frac{B}{120}$
		20	$L + 28 + \frac{B}{100}$	$L + 23 + \frac{B}{60}$	$L + 30 + \frac{B}{80}$	$L + 20 + \frac{B}{120}$	$L + 25 + \frac{B}{100}$	$L + 20 + \frac{B}{60}$	$L + 27 + \frac{B}{80}$	$L + 17 + \frac{B}{120}$
b) Fahrbahn versenkt	6,4 9,5	Feldweite in m								
		2,5	66	64	69	57	100	98	103	91
		3,5	69	67	72	60	110	108	113	101
		4,5	75	73	78	66	125	122	128	116
		2,5	87	85	90	78	130	128	133	121
		3,5	94	92	97	85	155	153	158	146
		4,5	105	103	108	96	168	166	171	159

b) Bogenbrücken.

Stützweite m		Fahrbahnabdeckung		
		Chaussierung	Pflaster	Asphalt
		Kleinste Bauhöhe		
10	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 27 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 22 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 29 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 27 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 22 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 29 + \frac{B}{120}$
20	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 30 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 30 + \frac{B}{120}$
30	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 30 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 28 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 23 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 30 + \frac{B}{120}$
40	Im Scheitel	$\frac{L}{60} + 29 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{60} + 24 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{60} + 31 + \frac{B}{120}$
	In $\frac{1}{3}$ der Stützweite	$\frac{L}{17} + 29 + \frac{B}{60}$	$\frac{L}{17} + 24 + \frac{B}{80}$	$\frac{L}{17} + 31 + \frac{B}{120}$

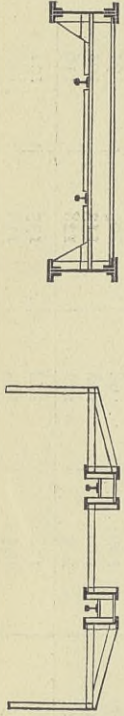


Abb. 1000.

Abb. 1001.

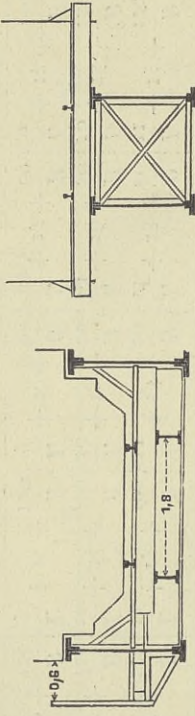


Abb. 1002.

Abb. 1003.

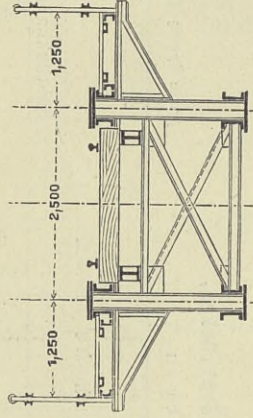


Abb. 1005.

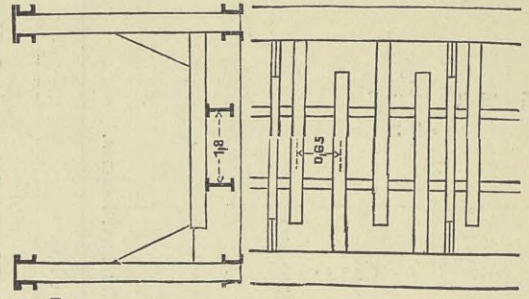


Abb. 1004.

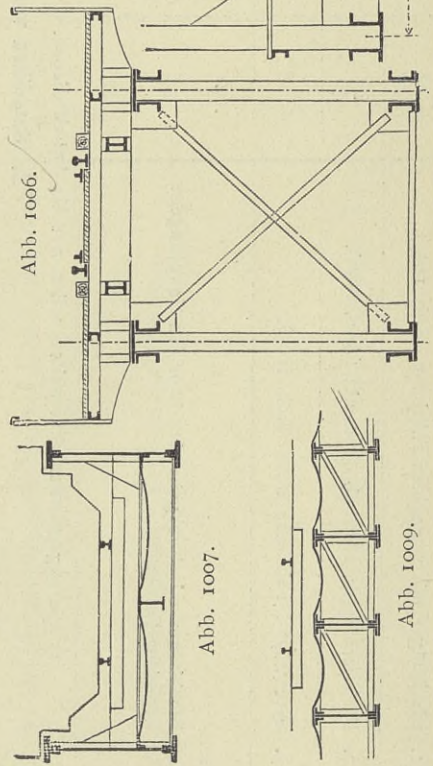


Abb. 1006.

Abb. 1008.

Abb. 1007.

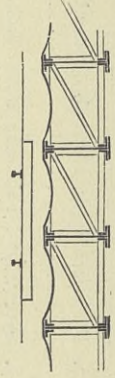


Abb. 1009.

Zu 3. Während bei unbeschränkter Bauhöhe für die Stegblechhöhe der Hauptträger die Erzielung eines möglichst geringen Eisengewichtes maßgebend ist, ist die Stegblechhöhe bei beschränkter Bauhöhe so weit verringert, daß die Durchbiegung infolge Verkehrslast etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Sollte ausnahmsweise eine noch weitergehende Einschränkung der Höhe infolge zwingender örtlicher Umstände nicht zu umgehen sein, so empfiehlt es sich, um mit der Durchbiegung und den Schwingungen in angemessenen Grenzen zu bleiben, die zugelassene Beanspruchung entsprechend zu ermäßigen.

Zu 4. Die Stegblechhöhe des Bogens ist zu $\frac{1}{40}$ der Stützweite angenommen. Zur Erzielung der kleinsten Bauhöhe ist auf die Durchführung des Streckgurtes im Scheitel verzichtet, und die Pfeilhöhe des Bogens ist zu $\frac{1}{12}$ gewählt worden. Bei mittlerer Bauhöhe ist der Streckgurt durchgeführt, und die Pfeilhöhe beträgt vielen Ausführungen entsprechend $\frac{1}{10}$ der Stützweite. Durch weitere Vergrößerung der Pfeilhöhe läßt sich noch besonders am Widerlagsmauerwerk sparen. Da die geforderte Durchfahrthöhe meist auf eine bestimmte Breite gewahrt werden muß und dieses Maß bei Straßenunterführungen häufig etwa einem Drittel der ganzen Lichtweite entspricht, so ist die Bauhöhe außer im Scheitel noch in ein Drittel der Lichtweite angegeben. Es ist dabei noch zu beachten, daß bei Straßen die obere Begrenzung des freizuhaltenden Durchfahrtraumes die gleiche Querneigung zeigt wie der Fahrdamm.

2. Straßenbrücken.

Die Bauhöhen sind für vier verschiedene Fahrbahnabdeckungen angegeben:

1. Doppelter Bohlenbelag von 5 und 10 cm Stärke auf mindestens 5 cm starken Futterhölzern mit einem Quergefälle von $\frac{1}{50}$;
2. Chaussierung mit einer Mindeststärke von 15 cm über Oberkante Fahrbahnträger und einem Quergefälle von $\frac{1}{30}$;
3. Stein- oder Holzpflaster 13 cm stark auf mindestens 5 cm starkem Beton mit einer Zwischenlage aus Sand von 4 cm Höhe, Quergefälle $\frac{1}{40}$;
4. Asphalt 5 cm stark auf einer Betonunterlage von mindestens 8 cm Höhe, Quergefälle $\frac{1}{60}$.

Als Belastung ist die für städtische Straßen vielfach übliche angenommen, nämlich ein schwerer Wagen von 9 Tonnen Achsdruck und 4,5 m Radstand und beliebig viele Wagen mit 2,5 Tonnen Achsdruck und 3,5 m Radstand.

Zu den verschiedenen Bauarten ist im einzelnen noch folgendes zu bemerken:

Zu a α . Die geringste zulässige Stegblechhöhe ist so bestimmt, daß die durch die Verkehrslast hervorgerufene Durchbiegung etwa $\frac{1}{1100}$ der Stützweite nicht überschreitet. Die als erwünscht bezeichnete Höhe ist so bemessen, daß der Materialaufwand unter Berücksichtigung der baulichen Ausbildung (genügende Seitensteifigkeit der Gurte, Durchführung einer Gurtplatte usw.) möglichst gering wird.

Zu a β . Die angenommene Entfernung der Hauptträger genügt bei außen liegenden Fußwegen für die Begegnung von zwei oder drei Fuhrwerken. Bei abweichenden Breiten können die Werte unter entsprechender Änderung immer

noch als Anhalt dienen. Maßgebend für die Bauhöhe sind nur die als Blechträger ausgebildeten Querträger, die bei beschränktester Bauhöhe drei Gurtplatten erhalten müssen, und deren Höhe so bestimmt ist, daß die Durchbiegung infolge der Verkehrslast $\frac{1}{1400}$ der Stützweite nicht überschreitet.

Zu b. Die Ausbildung ist die gleiche wie bei den Eisenbahnbrücken (siehe b 4), die Stegblechhöhe der Hauptträger beträgt jedoch nur $\frac{1}{60}$ der Stützweite.

Anhang.

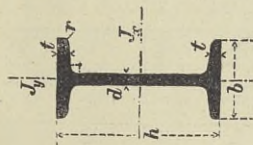
Tabellen.

Die nachstehenden Zusammenstellungen¹⁾ enthalten die Abmessungen, Flächeninhalte, Gewichte, Schwerpunktlagen, Trägheits- und Widerstandsmomente der deutschen Normalprofile und der breitflanschigen Differdinger I-Träger.

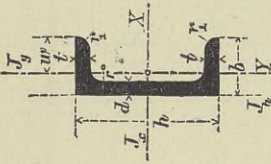
¹⁾ Aus dem bekannten Tabellenwerk von Franz Boerner, dritte Auflage 1910 (Verlag von Wilhelm Ernst & Sohn) entnommen.

Deutsche Normalprofile.*)

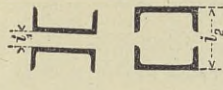
Die Gewichte sind bezogen auf Flunbeisen vom spez. Gewicht 7,85



I-Eisen.
 Normallänge = 10 m. $l_{max} = 14$ m.
 Neigung der inneren Flanschenflächen = 14° V.H.
 Abrundungshalbmesser zwischen Steg und Flansch $R = d$.
 Abrundungshalbmesser der inneren Flanschenkanten $r = 0,6 d$.
 Die durch Klammern zusammengefaßten Profil-Nrn. haben den gleichen Überspann.
 t ist in der Entfernung $\frac{b}{4}$ von der Außenkante gemessen.
 i ist der Abstand zweier I-Eisen, für welchen die Hauptträgheitsmomente gleich groß sind ($= 2 J_x$).



I-Eisen.
 Normallängen 4 bis 8 m; $l_{max} = 12$ m.
 Neigung der inneren Flanschen 8° V.H.
 Abrundungshalbmesser $r = l$ $r_1 = \frac{l}{2}$;
 i_1 und i_2 sind die lichten Abstände zweier I-Eisen, wobei die Hauptträgheitsmomente gleich groß sind ($= 2 J_x$).



Profil-Nr.	Höhe h	Breite b	Steg d	Dicke	Flansch t	Querschnitt	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente	Widerstandsmomente	$\frac{W_x}{W_y} = u$	i	Profil-Nr.
	mm	mm	mm	mm	mm	cm ²	kg	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	cm ³	cm	
8	80	42	3,9	5,9	7,5	8,95	5,95	77,8	6,29	10,5	6,14	8
9	80	50	4,2	6,3	9,0	7,07	117	87,8	26,0	9,00	6,81	9
10	100	50	4,5	6,8	10,2	8,32	171	121	34,2	4,88	7,02	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	239	161,2	43,5	6,00	7,25	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	328	215	54,7	7,41	7,38	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	436	271,5	67,1	8,37	7,56	13
14	140	66	5,7	8,5	18,3	14,37	573	351,2	81,9	10,7	7,75	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,21	735	431,9	98,0	12,5	7,84	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	935	547,7	117	14,8	7,91	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	1166	661,6	137	17,1	8,01	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,90	1446	813	158	19,8	8,13	18
19	190	86	7,2	10,8	30,9	24,22	1763	974	186	22,7	8,29	19
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,30	2142	117	214	26,0	8,23	20
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,57	2563	138	244	29,4	8,30	21
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,09	3060	162	278	33,1	8,40	22
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,52	3607	189	314	37,1	8,46	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,10	4246	221	354	41,7	8,50	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,02	4966	256	397	46,5	8,54	25
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,92	5744	288	442	51,0	8,67	26
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,90	6626	326	491	56,2	8,74	27
28	280	119	10,1	15,2	61,1	47,96	7587	364	542	61,2	8,86	28
29	290	122	10,4	15,7	64,9	50,95	8636	405	596	66,5	8,95	29
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,24	9800	451	653	72,2	9,04	30
32	300	131	11,5	17,3	77,8	61,07	12510	555	782	84,7	9,23	32
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,14	15695	674	923	98,4	9,38	34
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,22	19605	818	1089	114	9,55	36
38	380	149	13,7	20,5	107	84,00	24012	975	1264	131	9,65	38
40	400	155	14,4	21,5	118	92,63	29213	1158	1461	149	9,81	40
42	420	163	15,3	23,0	132	103,62	36073	1437	1740	176	9,89	42
45	450	170	16,2	24,3	147	115,40	45852	1795	2037	203	10,1	45
47	470	178	17,1	25,6	163	127,96	56811	2288	2378	235	10,1	47
50	500	185	18,0	27,0	180	141,30	68738	2478	2750	268	10,3	50
55	550	200	19,0	30,0	213	167,21	90184	3488	3607	349	10,3	55
60	600	215	21,6	33,4	254	199,0	138957	4668	4632	434	10,7	60

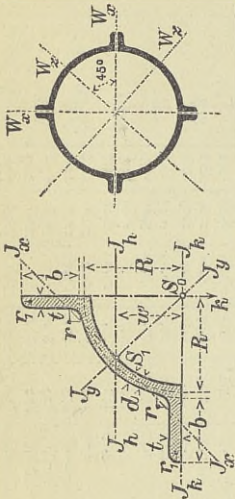
*) Nach dem Deutschen Normalprofilbuche für Walzisen. 7. Aufl., Aachen 1908, Jos. L. Ruetzle. **) Walzprofilbuche für Dortmund Union.

Tabellen.

Profil-Nr.	Höhe h	Breite b	Steg d	Dicke	Flansch t	Querschnitt	Gewicht für 1 m	Abstand des Schwerpunktes w	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³	$\frac{W_x}{W_y} = u$	i_1 mm	i_2 mm	Profil-Nr.
8	80	42	3,9	5,9	7,5	8,95	5,95	4,26	6,39	5,33	2,68	1,50	1,50	3,50	3	8
9	80	50	4,2	6,3	9,0	7,07	6,21	1,09	14,1	6,68	3,08	2,20	2,20	4,85	4	9
10	100	50	4,5	6,8	10,2	8,32	4,87	2,37	26,4	9,12	3,75	2,83	2,83	5,86	5	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	7,95	2,78	57,5	14,1	5,07	3,49	3,49	7,42	6 1/2	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,15	11,0	3,95	100	19,4	6,30	4,17	4,17	9,51	8	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,64	10,6	3,45	206	29,3	8,49	4,85	4,85	11,34	10	13
14	140	66	5,7	8,5	18,3	14,37	13,35	3,90	364	43,2	11,1	5,48	5,48	11,89	12	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,21	16,01	4,35	605	62,7	14,8	6,34	6,34	12,81	14	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,90	18,84	4,66	933	85,3	18,3	7,32	7,32	13,51	16	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,78	21,96	5,08	1354	114	22,4	8,47	8,47	14,51	18	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,90	25,28	5,58	1911	148	27,0	9,78	9,78	16,32	20	18
19	190	86	7,2	10,8	30,9	24,22	28,58	6,08	2586	197	32,6	11,28	11,28	18,20	22	19
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,30	33,21	6,57	3363	248	39,6	13,06	13,06	20,26	24	20
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,57	37,98	7,07	4284	300	48,0	15,12	15,12	22,46	26	21
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,09	43,3	7,58	5369	371	57,7	17,58	17,58	24,84	28	22
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,52	48,3	8,08	6644	448	67,8	20,36	20,36	27,42	30	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,10	53,9	8,58	8154	535	79,8	23,64	23,64	30,24	32	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,02	60,4	9,08	9924	634	93,4	27,48	27,48	33,36	34	25
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,92	67,8	9,58	11984	748	109,0	31,92	31,92	36,72	36	26
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,90	76,2	10,08	14364	878	127,0	37,02	37,02	40,32	38	27
28	280	119	10,1	15,2	61,1	47,96	84,0	10,58	17104	1024	147,0	42,84	42,84	44,16	40	28
29	290	122	10,4	15,7	64,9	50,95	92,6	11,08	20244	1188	169,0	49,14	49,14	48,24	42	29
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,24	98,0	11,58	23804	1370	193,0	56,10	56,10	52,56	44	30
32	300	131	11,5	17,3	77,8	61,07	107,2	12,08	28804	1578	220,0	64,56	64,56	57,36	46	32
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,14	117,2	12,58	35204	1804	250,0	74,70	74,70	62,52	48	34
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,22	128,0	13,08	43204	2058	282,0	86,22	86,22	68,16	50	36
38	380	149	13,7	20,5	107	84,00	140,0	13,58	52804	2342	316,0	99,42	99,42	74,16	52	38
40	400	155	14,4	21,5	118	92,63	153,0	14,08	64204	2666	352,0	113,82	113,82	80,64	54	40
42	420	163	15,3	23,0	132	103,62	167,0	14,58	77604	3022	390,0	129,62	129,62	87,48	56	42
45	450	170	16,2	24,3	147	115,40	182,0	15,08	93204	3420	430,0	147,02	147,02	94,80	58	45
47	470	178	17,1	25,6	163	127,96	200,0	15,58	111204	3962	472,0	166,22	166,22	102,60	60	47
50	500	185	18,0	27,0	180	141,30	220,0	16,08	131804	4660	516,0	186,62	186,62	110,88	62	50
55	550	200	19,0	30,0	213	167,21	242,0	16,58	155204	5518	562,0	208,42	208,42	119,64	64	55
60	600	215	21,6	33,4	254	199,0	268,0	17,08	181604	6548	610,0	231,62	231,62	128,88	66	60

Quadrant-Eisen.

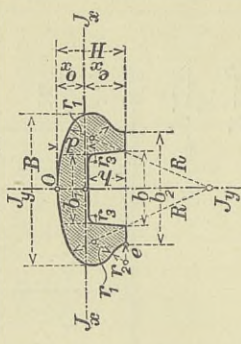
Normalnängen
4 bis 8 m.
 $l_{max} = 12$ m.
 $r = 0,12 R$.
 $r_1 = 0,06 R$.



Profil-Nr.	Für das einzelne Eisen				Für die volle Röhre									
	Abmessungen in mm		Gewicht für 1 m	Querschnitt	Gewicht für 1 m		Querschnitt	Profil-Nr.						
	R	b			d	t			J_x	J_y				
5	50	35	4	6	7,44	5,84	3,46	56,8	1,44	29,8	57,6	89,6	66,2	5
5	50	35	8	8	12,0	9,42	3,47	82,7	2,27	48,0	37,68	135	102	5
7 1/2	75	40	6	10	13,7	10,75	4,05	184	5,17	54,8	43,10	208	175	7 1/2
7 1/2	75	40	10	10	20,0	15,70	4,97	246	7,45	80,0	62,96	298	248	7 1/2
10	100	45	8	10	23,0	17,27	6,43	463	10,66	88,0	69,16	546,4	497	10
10	100	45	12	12	30,0	23,55	6,49	595	16,70	120,0	94,20	748,6	664	10
12 1/2	125	50	10	12	32,2	25,68	8,02	957	30,93	128,8	101,27	1215,6	917	12 1/2
12 1/2	125	50	14	14	42,2	33,43	8,00	1218	39,45	168,8	132,67	1578,0	1165	12 1/2
15	150	55	12	14	44,6	35,03	9,51	1811	59,09	178,4	140,52	2369,6	1322	15
15	150	55	18	17	62,5	49,14	9,54	2369	80,79	257,4	195,47	3231,0	2029	15

Handleisten-Eisen.

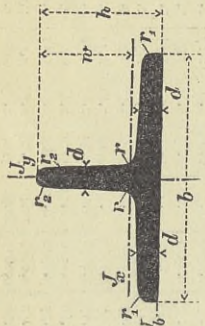
Normalnängen 4 bis 8 m.
 $l_{max} = 12$ m.
 $R = B$.
 $d = 0,2 B$.
 $\rho = 0,05 B$.



Profil-Nr.	Abmessungen in mm		Gewicht für 1 m	Querschnitt	Abstand der Schwerpunkte		Profil-Nr.
	B	H			J_x	J_y	
	4	40	18	20	10	4,17	1,04
6	60	27	30	15	9,45	1,55	29,7
8	80	36	40	20	16,7	1,91	93,7
10	100	45	50	25	26,0	2,58	229
12	120	54	60	30	37,7	3,12	475

T-Eisen.

Normalnängen 4 bis 8 m.
 $l_{max} = 12$ m.
Abrundungen in den Winkellecken $r = d$.
Fuß $r_1 = 0,3 d$.
Steg $r_2 = 0,25 d$.
Neigungen bei breitfüßigen T-Eisen:
Steg je 4 vH; Fuß je 2 vH.
Neigungen bei hochstegigen T-Eisen:
Steg und Fuß je 2 vH.



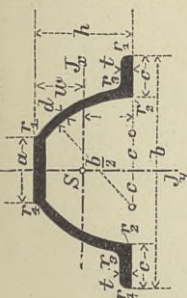
Profil-Nr.	Breite b	Höhe h	Dicke d	Querschnitt	Gewicht für 1 m	Abstand des Schwerp. n	J_x	J_y	J_b	J_b	Profil-Nr.
6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	2,33	2,58	1,11	8,62	2,97	6,3
7 3/2	70	35	6	5,94	4,66	2,73	4,49	1,65	15,1	4,31	7 3/2
8/4	80	40	7	7,91	6,21	3,12	7,81	2,50	28,5	7,13	8/4
9 1/2	90	45	8	10,2	8,01	3,50	12,7	3,63	46,1	10,2	9 1/2
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	3,91	18,7	4,78	67,7	13,5	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,85	4,70	38,0	8,09	137	22,8	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,90	5,49	68,9	12,6	258	36,9	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,16	6,28	117	18,6	422	52,8	16/8
18/9	180	90	14,5	37,0	29,05	7,07	185	26,2	670	74,4	18/9
20/10	200	100	16	45,4	35,64	7,86	277	35,2	1000	100	20/10

Breitfüßige T-Eisen. b : h = 2 : 1.

6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	2,33	2,58	1,11	8,62	2,97	6,3
7 3/2	70	35	6	5,94	4,66	2,73	4,49	1,65	15,1	4,31	7 3/2
8/4	80	40	7	7,91	6,21	3,12	7,81	2,50	28,5	7,13	8/4
9 1/2	90	45	8	10,2	8,01	3,50	12,7	3,63	46,1	10,2	9 1/2
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	3,91	18,7	4,78	67,7	13,5	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,85	4,70	38,0	8,09	137	22,8	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,90	5,49	68,9	12,6	258	36,9	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,16	6,28	117	18,6	422	52,8	16/8
18/9	180	90	14,5	37,0	29,05	7,07	185	26,2	670	74,4	18/9
20/10	200	100	16	45,4	35,64	7,86	277	35,2	1000	100	20/10

Hochstegige T-Eisen. b : h = 1 : 1.

2 1/2	20	20	3	1,12	0,88	1,42	0,38	0,27	0,20	0,76	0,38	2 1/2
2 1/2	25	25	3,5	1,64	1,29	1,77	0,87	0,49	0,34	1,74	0,70	2 1/2
3/3	30	30	4	2,26	1,77	2,15	1,7					

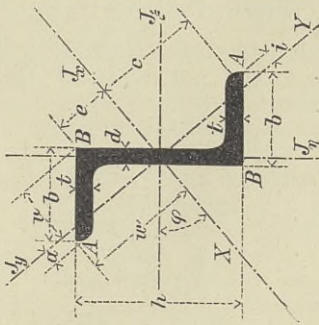


Belagseisen.
 Normallängen 4 bis 8 m. $l_{max} = 12$ m.
 $r_1 = d$; $r_2 = d - 0,5$ mm; $r_3 = t$; $r_4 = 0,6 d + 1,3$ mm.
 $W_x = \frac{J_x}{w}$; $W_y = \frac{J_y}{\frac{1}{2}b}$; $W_b = \frac{J_b}{b}$.

Profil-Nr.	Breite		Dicke		Gewicht für 1 m	Abstand des Schwerp. w	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³	$\frac{W_x}{W_y} = u$	J_b cm ⁴	W_b cm ³	Profil-Nr.
	obere a	untere b	am Fuße c	Steg d										
5	120	33	21	3	5	6,74	23,3	9,21	14,4	0,64	64,4	12,9	5	
6	140	38	24	3,5	6	9,33	30,4	15,6	23,4	0,67	129	21,5	6	
7 ^{1/2}	170	45,5	28,5	4	7	13,2	40,8	28,1	34,7	0,69	287	38,3	7 ^{1/2}	
9	200	53	33	4,5	8	17,9	53,3	46,1	65,1	0,71	571	63,4	9	
11	240	63	39	5	9	24,2	75,9	53,3	106	0,72	1144	104	11	

Z-Eisen.*)

Normallängen 4 bis 8 m. Größte Länge = 12 m.
 Abrundungshalbmesser am Stege $R = t$.
 Abrundungshalbmesser an den Flanschen $r = 0,5 t$.
 $W_z =$ Widerstandsmoment für lotrechte Belastung (in der Richtung des Steges) bei freier Ausbiegung zur Seite.



Profil-Nr.	Dicke		Flansch t	Gewicht für 1 m	kg	tg φ	Abstände von den Hauptachsen XX und YY			$J_x = max$ cm ⁴	$J_y = min$ cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³	J_ξ cm ⁴	W_ξ cm ³	J_η cm ⁴	W_η cm ³	J_z cm ⁴	W_z cm ³	Profil-Nr.	
	Steg d	Breite b					Steg d	mm	mm												mm
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	
4	30	38	4	4,32	3,39	1,655	3,86	0,58	0,61	1,39	3,54	0,87	18,1	4,69	1,54	1,11	5,96	3,97	3,80	7,35	1,26
4	40	40	4,5	5,43	4,26	1,881	4,17	0,91	1,12	1,67	3,82	1,19	28,0	6,72	3,05	1,83	13,5	6,75	17,6	12,2	2,26
4	50	43	5	6,77	5,31	2,399	4,60	1,24	1,65	2,89	4,21	1,49	44,9	9,76	5,23	2,76	26,3	10,5	23,8	19,6	3,64
6	60	43	5	7,91	6,21	2,779	4,98	1,51	2,21	3,04	4,56	1,76	67,2	13,5	7,60	3,73	44,7	14,9	30,1	28,3	5,24
8	80	50	6	11,1	8,71	4,588	5,83	2,02	3,50	3,29	5,35	2,25	142	24,4	14,7	6,44	109,3	27,3	47,4	10,1	10,1
10	100	55	6,5	14,5	11,38	6,492	6,77	2,43	4,34	3,50	6,24	2,65	270	39,8	24,6	9,26	222	44,4	72,5	14,0	97,2
12	120	60	7	18,2	14,29	8,433	7,75	2,80	5,57	2,70	7,16	3,02	470	60,6	37,7	12,5	402	106	158	18,8	25,6
14	140	65	8	22,9	17,93	10,385	8,72	3,18	6,59	3,39	8,08	3,59	768	88,0	56,4	16,6	67,6	148	243	23,9	38,0
16	160	70	8,5	27,5	21,59	12,357	9,74	3,51	7,39	3,99	9,04	3,72	1184	121	79,5	21,4	105,3	132	311	32,1	52,9
18	180	75	9,5	33,3	26,14	15,329	12,7	3,86	8,40	3,27	9,99	4,08	1759	164	110	27,0	159,9	178	384	40,0	72,4
20	200	80	10	38,7	30,38	18,313	11,8	4,17	9,39	3,47	11,00	4,39	2599	213	147	33,4	229,9	230	476,6	47,6	94,1

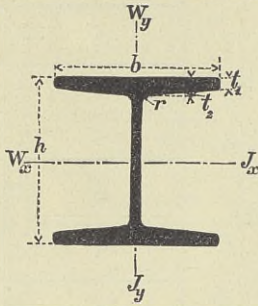
* Vgl. A. Meyerhof, Biegunsspannungen der Z-Eisen, Z. d. v. d. I. 1891, S. 696.

Breitflanschtige Differdinger Spezial-Träger-Profile

(System Grey)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks-
und Hütten-Aktiengesellschaft.

(Fluß Eisen.)

Neigung der inneren Flanschlflächen = $9 \sqrt{h}$.Abrundungshalbmesser zwischen Steg und Flansch: $r = d$.

Werden zwei I-Grey-Profile zu einer II-Stütze zusammengestellt, so ist stets

$$J_x < J_y$$

Profil-Nr.	Höhe h		Breite b		Flanschstärke		Steg d	Querschnitt	Gewicht für 1 m	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		Profil-Nr.
	mm	mm	mm	mm	mm	mm				mm ²	kg	Jy	Jx	
18B	180	180	9	16,72	8,5	59,9	47	1073	3512	119	390	3,28	18B	
20B	200	200	9,5	18,12	8,5	70,4	55,3	1568	5171	157	517	3,29	20B	
22B	220	220	10	19,5	9	82,6	64,8	2216	7379	201	671	3,34	22B	
24B	240	240	10,5	20,85	10,0	96,8	76,0	3043	10260	254	855	3,37	24B	
25B	250	250	10,9	21,7	10,5	105,1	82,5	3575	12066	286	965	3,37	25B	
26B	260	260	11,7	22,9	11,0	115,6	90,7	4261	14352	328	1104	3,37	26B	
27B	270	270	11,95	23,6	11,25	123,2	96,7	4920	16529	365	1224	3,35	27B	
28B	280	280	12,35	24,4	11,5	131,8	103,4	5671	19052	405	1361	3,36	28B	
29B	290	290	12,7	25,2	12,0	141,1	110,8	6417	21866	443	1508	3,40	29B	
30B	300	300	13,25	26,25	12,5	152,1	119,4	7494	25201	500	1680	3,36	30B	
32B	320	300	14,1	27,0	13,0	160,7	126,2	7867	30119	524	1882	3,59	32B	
34B	340	300	14,6	27,5	13,4	167,4	131,4	8097	35241	540	2073	3,84	34B	
36B	360	300	16,15	29,0	14,2	181,5	142,5	8793	42479	586	2360	4,03	36B	
38B	380	300	17,0	29,8	14,8	191,2	150,1	9175	49496	612	2605	4,26	38B	
40B	400	300	18,2	31,0	15,5	203,6	159,8	9721	57834	648	2892	4,46	40B	
42½B	425	300	19,0	31,75	16,0	213,9	167,9	10078	68249	672	3212	4,78	42½B	
45B	450	300	20,3	33,0	17,0	229,3	180,0	10668	80887	711	3595	5,06	45B	
47½B	475	300	21,35	34,0	17,6	242,0	190,0	11142	94811	743	3992	5,37	47½B	
50B	500	300	22,6	35,2	19,4	261,8	205,5	11718	111283	781	4451	5,70	50B	
55B	550	300	24,5	37,0	20,6	288,0	226,1	12582	145957	839	5308	6,32	55B	
60B	600	300	24,7	37,2	20,8	300,6	236,0	12672	179303	845	5977	7,07	60B	
65B	650	300	25,0	37,5	21,1	314,5	246,9	12814	217402	854	6690	7,84	65B	
70B	700	300	25,0	37,5	21,1	325,2	255,3	12818	258106	854	7374	8,63	70B	
75B	750	300	25,0	37,5	21,1	335,7	263,4	12823	302560	855	8068	9,43	75B	

BIBLIOTEKA POLITECHNICZNA
KRAKÓW

Sach- und Namenverzeichnis.

Die Ziffern bedeuten die Seitenzahlen.

A.

Abstände der Niete voneinander und vom Blechrande 18 u. f.
 Allseitig bewegliche Lager 428.
 Anwendungsgebiet der eisernen Brücken 495.
 Augenstäbe, Herstellung 63.
 Auslegerbrücken 3.
 Aussteifung des Stegbleches von Blechträgern 77.

B.

Balkenbrücken auf mehreren Stützen ohne Gelenke 3, 156.
 Bauhöhen der eisernen Brücken 503.
 Beanspruchungen, zulässige 36—39.
 Bearbeitung einzelner Teile einer eisernen Brücke 59.
 Belageisenfahrbahntafeln bei Eisenbahnbrücken 251.
 Desgl. bei Straßenbrücken 332.
 Belastungsannahmen für Eisenbahnbrücken 39.
 Desgl. für Straßenbrücken 52.
 Bestandteile der eisernen Brücken 1, 2.
 Betonfahrbahntafeln der Straßenbrücken 336.
 Bewegliche Lager 420.
 « Lagerung der Fahrbahn-
 längsträger bei Eisenbahnbrücken 287.
 Biegen 61.
 Blechträger 66.
 Bogenbrücken 3, 163, 303, 314, 354, 374.
 « mit Zugband 4.
 Bogenträger, abgestumpfte 177—192.
 « mit hochliegender Fahrbahn.
 Besonderheiten des Fahrbahn-
 trägergerippes bei Eisenbahnbrücken 303.
 Desgl. bei Straßenbrücken 354.

Bogenträger mit tiefliegender Fahrbahn.
 Besonderheiten des Fahrbahn-
 trägergerippes 321, 355.
 Bogenträger mit parallelen Gurtungen 177.
 Bogenträger, vollwandige 166—170.
 « zwickelträger 170—174.
 Bohlenbelag 232.
 Breite der Gurtquerschnitte von Balkenbrücken 106.
 Bremskräfte 45.
 « verband 401.
 Buckelplattenentwässerung 242—245.
 « fahrbahntafeln der Eisenbahnbrücken 238—246.
 Buckelplattenfahrbahntafeln der Straßenbrücken 335.

D.

Dreigelenkbogen 3.
 Durchbiegung der Blechträger 67.
 Durchgehende Balkenträger ohne Gelenke 156—160.

E.

Eigengewicht der Eisenbahnbrücken 47.
 « « Straßenbrücken 56.
 Einfache Balkenbrücken 3, 64.
 Eingespannte Bogen 4.
 Einteilung der eisernen Brücken 2 u. f.
 Eisenbetonfahrbahntafeln bei Eisenbahnbrücken 255.
 Eiserne Querschwellen, Befestigung 231.
 Elektrostahl 34.
 Endabschluß der Fahrbahn von Straßenbrücken über den Widerlagern 350.
 Endabschluß über den Widerlagern bei Eisenbahnbrücken 264.
 Endknotenpunkte von Balkenbrücken 144—151.

Entgleisungsschutzvorrichtungen 258.
 Entwässerung der Oberfläche der Fahr-
 bahndecke von Straßenbrücken 346.
 Eulersche Formel 96.

F.

Fachwerk 87.
 « träger 4.
 Fahrabdeckung 232.
 « und Fahrbahnträger 223.
 « der Eisenbahnbrücken 225.
 « längsträger der Eisenbahn-
 brücken 275.
 Fahrbahnlängsträger, wagerechter Ver-
 band zwischen diesen 276.
 Fahrbahnträgergerippe bei Eisenbahn-
 brücken 266.
 Fahrbahnunterbrechung bei Eisenbahn-
 brücken 287.
 Desgl. bei Straßenbrücken 348.
 Feldweite, zweckmäßigste, bei Fach-
 werkbalkenbrücken 93.
 Flachblechfahrabdeckungen bei Eisen-
 bahnbrücken 250—251.
 Flächenlager 407.
 Fliehkraft 46.
 Flußeisen 28, 33.
 Fußgängerbrücken, Decken der 366.
 Fußsteigdecken bei Straßenbrücken 345.
 Fußsteige der Straßenbrücken, ihre
 Unterstützung 358.
 Fußwege der Eisenbahnbrücken 325.

G.

Gebräuchliche Nietdurchmesser und
 ihre Bezeichnung 25.
 Gegliederte Träger 86.
 Geländer der Eisenbahnbrücken 327.
 « « Straßenbrücken 362.
 Gelenkbolzenverbindung 11 u. f.
 Gelenke 447.
 « in Gerberträgern 448.
 Gelenkige Lagerung der Fahrbahn-
 längsträger bei Eisenbahnbrücken
 287.
 Gelenkige Lagerung der Querträger
 293, 301.
 Gerberträger 160—163.
 Gerüstpfiler 474.
 Gitterträger 4.
 « werk 88.
 Gleiskrümmung, Anordnung der Fahr-
 bahn und des Fahrbahnträgergerippes
 in dieser 322.
 Gleitlager 420.
 Gurtplattenlängen bei Blechträgern 69.
 Gurtquerschnitte von Balkenbrücken 103.
 « einwandige, von Bal-
 kenbrücken 109.

Gurtquerschnitte, zweiwandige, von
 Balkenbrücken 104.
 Gußeisen 32.

H.

Hängebrücken 4, 197—222.
 « bauliche Einzelheiten
 205—222.
 Halbparabelträger 91.
 Hauptträgerausbildung 64.
 Hertzsche Formeln 416.
 Hochbrücken 222.
 Höhe, günstigste, von Blechträgern 72.
 « der Gurtquerschnitte von Bal-
 kenbrücken 104.
 Höhe, zweckmäßigste, für Fachwerk-
 balkenbrücken 93.
 Hölzerne Querschwellen, Befestigung
 228—231.
 Holzfahrbahntafeln von Eisenbahn-
 brücken 238.
 Desgl. von Straßenbrücken 331.
 Holzpflaster auf Straßenbrücken 339.

K.

Kabelmaterial der Hängebrücken 201.
 Ketten « « « 201.
 Kipplager 408.
 Kleinpflaster auf Straßenbrücken 344.
 Knickfestigkeit gedrückter Stäbe 96, 97.
 Knotenpunkte von Balkenbrücken
 121—144.
 Desgl. von Bogenträgern 171, 172, 173,
 179—191.
 Knotenpunktberechnung 126, 151—156.
 Konstruktionselemente 9 u. f.
 Kopfplattenstoß 84.
 Kröpfen 62.
 Kugelzapfenkipplager 418.

L.

Längsträger, Befestigung und Lagerung
 bei Eisenbahnbrücken 279.
 Lager 405.
 « der Auslegerbogenbrücken 444.
 « der Balkenbrücken 407.
 « der Bogenbrücken 437.
 « von besonderer Eigentümlich-
 keit 433.
 « feste 409.
 « bock, Berechnung 412.
 « körper, Material der 429.
 Langschwellen 232.
 Lastenzug, preußischer 41.
 Linienkipplager 410, 419.
 Luftspinnverfahren bei Kabeln von
 Hängebrücken 203.

M.

Material der eisernen Brücken 27 u. f.
Momententabelle 40, 43.

N.

Nickelstahl 29, 34.
Nietabzug in gezogenen Stäben 101.
« berechnung 24.
« durchmesser, gebräuchliche, und ihre Bezeichnung 25.
« löcherherstellung 60.
« teilung in Blechträgern 74.
« « « Fachwerkstäben 116.
« verbindungen 14 u. f.

O.

Offene Balkenbrücken 115, 299.
« Halbrahmen 396.
Ostenfeldsche Parabel 97.

P.

Parabelträger 91.
Parallelträger 90.
Pauliträger 92.
Pendellager 428.
« pfeiler 471.
Pfeiler, eiserne 470.
Punktkipplager 415.

Q.

Querkrafttabelle 43.
Querträger, Befestigung und Lagerung bei Eisenbahnbrücken 291.
Desgl. der Eisenbahnbrücken 277.
Querschnitt der eisernen Brücken 495.
Querschnitte von Fachwerkstäben 94.
« der Füllungsglieder 112.
Querversteifungen 367.
« bauliche Einzelheiten 391.

R.

Richten der Bleche und Winkeleisen 59.
Riffelblechabdeckung 234.
Roheisen 27.
Rollenlager 421.

S.

Säulen 465.
Schalldämpfende Vorrichtungen 234.
Scheitelgelenke 447.
Schiefe Brücken 480.
Schienenauszugsvorrichtungen 259.
Schlitze, Herstellung 63.
Schneelast 52.
Schotterdecken auf Straßenbrücken 341.

Schwedlerträger 91.

Schweißisen 27, 32.

Seitenstöße der Fahrzeuge 46.

Senkrechte Zusatzbelastungen der Hauptträger durch Wind und Fliehkraft 398.

Sichelbogenträger 174—177.

Ständerfachwerk 89.

Stahl 29, 33, 34.

Stampfasphaltdecken auf Straßenbrücken 344.

Statisch bestimmte Träger 4 u. f.

« « Lagerung der Querträger bei Anordnung von mehr als zwei Hauptträgern 353.

Statisch unbestimmte Träger 4 u. f.

Stegblechstoß 79.

Steifrahmen, geschlossene 393.

Steinpflaster auf Straßenbrücken 343.

Stelzenlager 426.

Stöße und Stoßdeckungen der Gurturen 116.

Straßenbahnschienenlagerung auf eisernen Brücken 346.

Straßenbrücken, Fahrbahn 329.

Strebenfachwerk 89.

Stützweite der eisernen Brücken 502.

T.

Tetmajersche Gerade 97.

Tonnenblechfahrbahntafeln bei Eisenbahnbrücken 246—250.

Desgl. der Straßenbrücken 335.

Trägheitsmomente 73.

Trapezträger 90.

Troglfahrbahntafel, amerikanische 254.

Turmpfeiler 473.

U.

Überbauten aus I-Trägern und Betonkappen 255.

Unmittelbare Auflagerung der Schienen auf den Fahrbahnträgern 225—227.

Unterbrechungen in der Fahrbahn von Straßenbrücken 348.

Unterbrechung des Fußsteiges durch die Füllungsglieder der Hauptträger 345.

Unterteilte Fachwerke 93.

V.

Verankerungen, senkrechte 429.

« wagerechte 433.

Vergitterung gedrückter Stäbe 99.

Versteifter Stabbogen 4.

« « Querschnitte und

Knotenpunkte 192—195.

Versteifter Stabbogen mit aufgehobenem Horizontalschub 4.
 Desgl., Querschnitte und Knotenpunkte 195—197.
 Versteifungsträger, seine Höhe bei Hängebrücken 201.
 Vollwandige Hauptträger 4.

W.

Wärmewirkungen 52.
 Wagerechter Verband zwischen den Fahrbahnlängsträgern 276.
 Wahl der Hauptträgerform der eisernen Brücken 500.
 Wahl des Querschnittes der eisernen Brücken 495.
 Walzträger 65.
 Winddruck 51.

Windverband, bauliche Einzelheiten 384.
 « und Querversteifungen 367.
 Winkeleisenstoß 82.

Z.

ZerreiBversuche mit Nietverbindungen 25 u. f.
 Zulässige Beanspruchungen 36—39.
 Zweigelenkbogen 4.
 « mit Zugband. Besonderheiten des Fahrbahnträgergerippes 314.
 Zweigelenkbogen mit Zugband, Knotenpunkte 179—191.
 Zwillingsträger 226.
 Zylinderzapfenkipplager 411.

8-98

Biblioteka Politechniki Krakowskiej



10000297401