



Die
Eisenkonstruktionen

von

L. Geusen

Zweite Auflage

Die Eisenkonstruktionen

Ein Lehrbuch
für Schule und Zeichentisch

nebst einem Anhang
mit Zahlentafeln zum Gebrauch beim Berechnen und Entwerfen
eiserner Bauwerke

Von

Dipl. Ing. Prof. **L. Geusen**
Kgl. Oberlehrer in Dortmund

Zweite, verbesserte Auflage

Mit 505 Figuren im Text und auf 2 farbigen Tafeln



Springer-Verlag
Berlin Heidelberg GmbH

1918

Alle Rechte, insbesondere das der
Übersetzung in fremde Sprachen, vorbehalten.

ISBN 978-3-662-36137-5 ISBN 978-3-662-36967-8 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-662-36967-8

Copyright 1918 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg
Ursprünglich erschienen bei Julius Springer in Berlin 1918.
Softcover reprint of the hardcover 2nd edition 1918

Vorwort zur zweiten Auflage.

Nachdem im Jahre 1915 als Auszug der 1. Auflage dieses Lehrbuches ein „Leitfaden für den Unterricht in Eisenkonstruktionen an Maschinenbauschulen“ erschienen und damit das Sonderbedürfnis dieser Schulen befriedigt ist, konnte das Ziel dieser 2. Auflage etwas weiter gesteckt werden.

Unter Beibehaltung der früheren Gliederung in drei Teile, von denen der erste die Konstruktionsgrundlagen, der zweite den Hochbau, der dritte den Brückenbau behandelt, ist die Erweiterung insbesondere dem 1. Teil zugute gekommen.

Wie in der 1. Auflage sind auch jetzt dem Zwecke eines Lehrbuches entsprechend die für die Durchbildung der Konstruktionen maßgebenden Gesichtspunkte und Regeln zunächst allgemein erörtert und begründet und darauf, soweit irgend durchführbar, an Hand bestimmter Aufgaben näher erläutert. Dieses Verfahren ersetzt bei der Einführung des Studierenden in die grundlegenden Gesetze und in das Verständnis der für die Werkstatt erforderlichen Maßangaben wohl am besten das gesprochene Wort und bietet gleichzeitig dem Lehrer eine Anzahl von Aufgaben zur Auswertung bei den Entwurfsübungen. Bei allen Aufgaben ist auf Grund der als bekannt vorausgesetzten Gesetze der Statik und Festigkeitslehre das den einzelnen Konstruktionen rechnerisch Eigentümliche, insbesondere die Ermittlung der äußeren Belastungen und die übersichtliche und zweckmäßige Durchführung der Zahlenrechnung vorgeführt. Die Aufgaben selbst sind durchweg ausgeführten Konstruktionen entnommen, aber keine getreuen Nachbildungen der wirklichen Ausführung; das Lehrbuch verlangt eben Anpassung der ausgewählten Beispiele an die aufgestellten Grundregeln.

Ein breiterer Raum ist in dieser neuen Auflage der Bildung der den ganzen Eisenbau beherrschenden Fachwerkssysteme gewidmet, und zwar nicht nur der ebenen, sondern vor allem auch der räumlichen. Die Konstruktion baut sich im Raum auf; daher kann auch nur die räumliche Vorstellung zu einem theoretisch und konstruktiv einwandfreien Entwurf führen. Diese räumliche Vorstellung zu gewinnen, ist aber dem Anfänger deshalb so schwierig, weil er bei der theoretischen Behandlung der Konstruktionen fast ausschließlich in der Ebene zu arbeiten gewöhnt wird. Ich hoffe, durch die erweiterte Darstellung wenigstens den Anfang zu einer dem entwerfenden Ingenieur zweckdienlicheren Behandlung dieses Gebiets gemacht zu haben. Mitbestimmend für die ausführlichere Darstellung des Aufbaus der Grundsysteme war auch die Tatsache, daß es unmöglich ist, im Rahmen eines Lehrbuches alle Gebiete, auf denen die Eisenkonstruktionen ausschließlich oder vorwiegend

herrschen, besonders für sich zu behandeln, unmöglich auch, der Notwendigkeit für den Entwurf neuer Systeme gerecht zu werden, die neue Aufgaben tagtäglich mit sich bringen. Nur Vertrautheit mit den Grundregeln über den räumlichen Aufbau des Gesamtsystems aber und über die konstruktive Durchbildung der Einzelheiten befähigt zur Lösung einer neuen Aufgabe.

Bei den übrigen Ergänzungen und Erweiterungen habe ich die zur 1. Auflage geäußerten Vorschläge der Fachgenossen soweit berücksichtigt, wie das der in der Kriegszeit leicht erklärliche Wunsch der Verlagsbuchhandlung, den früheren Umfang nicht wesentlich zu überschreiten, zuließ.

Die im Anhang vereinigten Zahlentafeln sind entsprechend den seit der 1. Auflage erschienenen Erlassen ergänzt und für den Gebrauch ausführlicher und handlicher gestaltet.

Auch diesmal ist es mir angenehme Pflicht, für die mir von vielen Seiten gewordene Anregung und Unterstützung, der Verlagsbuchhandlung insbesondere aber für ihr weitgehendes Entgegenkommen auf meine vielfachen Wünsche für die Ausgestaltung des Werks herzlichen Dank zu sagen.

Dortmund, im Juni 1918.

L. Geusen.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt.

Die Konstruktionsgrundlagen.

	Seite
Erstes Kapitel.	
Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten. Schutz des Eisens gegen Rost und Wärme.	
	Seite
1. Die Eisensorten	1
2. Reinigung und Rostschutz des Eisens	2
3. Wärmeschutz des Eisens	3
Zweites Kapitel.	
Verbindungsmitel.	
I. Die Verbindung ist auf Abscheren beansprucht	4
A. Berechnung der Nietverbindungen	5
B. Anordnung der Nietverbindungen	8
C. Beispiele	10
II. Die Verbindung ist auf Zug beansprucht	13
Drittes Kapitel.	
Träger.	
A. Berechnung der Träger.	
I. Vollwandige Träger	17
1. Balkenträger	17
a) Berechnung des Trägerquerschnitts	17
b) Berechnung der Auflagerung	20
2. Bogenträger	22
a) Ermittlung der Stützdrücke, Biegemomente, Längs- und Scherkräfte	22
b) Berechnung des Trägerquerschnitts	23
c) Berechnung der Gelenke	24
II. Fachwerkträger	26
1. Berechnung der Stabkräfte	40
2. Berechnung der Auflagerung	41
B. Konstruktion der Träger	
I. Vollwandige Träger	41
1. Querschnittsformen	41
2. Stoß der Träger	47
3. Anschluß der Träger aneinander	52
4. Auflagerung im Mauerwerk	52
5. Verankerung mit dem Mauerwerk	59
II. Fachwerkträger	60
1. Querschnittsform der Stäbe	60
2. Ausbildung der Knotenpunkte	70
3. Ausbildung der Stäbe zwischen den Knotenpunkten	80
4. Auflagerung	84
Viertes Kapitel.	
Säulen.	
A. Berechnung der Säulen.	
I. Die Säule wird nur auf Druck beansprucht	93
1. Berechnung des Säulenquerschnitts	93
2. Berechnung der Auflagerung	94
II. Die Säule wird auf Druck und Biegung beansprucht	94
1. Berechnung des Säulenquerschnitts	94
2. Berechnung der Säulenfußplatte	99
3. Berechnung der Auflagerung	108
B. Konstruktion der Säulen.	
I. Gußeiserne Säulen	110
1. Querschnittsform	110
2. Kopf- und Fußausbildung	111
II. Flußeiserne Säulen	114
1. Querschnittsform	114
2. Schaftausbildung	116
3. Kopf- und Fußausbildung	117

Fünftes Kapitel.		Seite
Verbindung von Trägern mit Säulen.		
I. Die Säule endigt unter dem Träger	Seite	
	122	
II. Die Säule geht durch mehrere Geschosse durch		124
		1. Säule einteilig, Träger einteilig 124
		2. Säule einteilig, Träger zweiteilig 126
		3. Säule zweiteilig, Träger einteilig 128
		4. Säule zweiteilig, Träger zweiteilig 128

Zweiter Abschnitt.

Hochbaukonstruktionen.

Sechstes Kapitel.		Seite
Deckenkonstruktionen.		
A. Berechnung der Deckenkonstruktionen	Seite	
	130	
I. Die Deckenfüllung		130
II. Die Deckenbalken u. Unterzüge		132
II. Die Säulen		133
B. Konstruktion der Decken		133
1. Deckenfüllung in Holz		133
2. Deckenfüllung in Stein		134
3. Deckenfüllung in Eisen		137
Siebentes Kapitel.		
Dachkonstruktionen		138
A. Berechnung der Dachkonstruktionen		139
I. Die Dachdeckung		139
1. Wellblechdeckung		139
2. Glasdeckung		142
II. Die Sparren		142
III. Die Pfetten		142
1. Ermittlung der äußeren Lasten		142
2. Ermittlung der Biegemomente		144
IV. Die Binder		145
V. Der Windverband		147
B. Konstruktion der eisernen Dächer		147
I. Die Dachdeckung		147
1. Wellblechdeckung		147
2. Glasdeckung		150
II. Die Sparren		158
III. Die Pfetten		160
IV. Die Binder		162
1. Rein eiserne Binder		162
2. Gemischt eiserne Binder		167
a) Holz-Eisen-Binder		167
b) Eisenbeton-Eisen-Binder		169
V. Der Windverband		173
Achtes Kapitel.		
Fachwerkwände.		
I. Konstruktion der Fachwerkwände		174
II. Berechnung der Fachwerkbauwerke gegen Winddruck		177
Neuntes Kapitel.		
Treppen.		
A. Berechnung der Treppen		184
B. Konstruktion der Treppen		186
1. Gemischt eiserne Treppen		186
2. Rein eiserne Treppen		187
3. Wendeltreppen		189

Dritter Abschnitt.

Der Brückenbau.

Zehntes Kapitel.		Seite
Zweck, Eisenteilung und allgemeine Anordnung	Seite	
	190	
Elfte Kapitel		
Eisenbahnbrücken.		
A. Berechnung der Eisenbahnbrücken		192
I. Die Fahrbahntafel		192
1. Querschwellen		192
2. Buckelbleche		192
II. Die Längsträger		192
III. Die Querträger		199
IV. Die Hauptträger		204
V. Der Windverband		207
VI. Die Querverbände		209
VII. Die Auflager		215
B. Konstruktion der Eisenbahnbrücken		216
I. Die Fahrbahndecke		216
1. Oberbauanordnung		216
2. Abmessungen der Fahrbahndecke		220

	Seite		Seite
II. Die Fahrbahntafel	222	2. Fahrbahntafel aus Stein . . .	246
1. Buckelbleche	222	3. Fahrbahntafel aus Eisen . . .	246
2. Tonnenbleche	224	II. Die Längsträger	247
3. Beton	225	1. Die Fahrbahnlängsträger . . .	247
III. Die Längsträger	226	2. Fußweglängsträger	249
1. Grundrißanordnung	226	III. Die Querträger	249
2. Querschnittsausbildung	227	IV. Die Konsolen	251
3. Anschluß an die Querträger . .	229	V. Die Hauptträger	251
IV. Die Querträger	232	VI. Der Windverband	251
1. Grundrißanordnung	232	VII. Die Querverbände	251
2. Querschnittsausbildung	232	VIII. Die Auflager	255
3. Anschluß an die Hauptträger . .	233	B. Konstruktion der Straßen-	
V. Die Hauptträger	235	brücken	255
1. Grundrißausbildung	235	I. Die Fahrbahndecke	255
2. Querschnittsausbildung	238	1. Abmessungen	255
a) Vollwandige Träger	238	2. Gefälle	256
b) Fachwerkträger	239	3. Ausbildung	258
3. Auflagerung	239	II. Die Fahrbahntafel	260
VI. Der Windverband	241	1. Ausbildung	260
1. Die Diagonalen	241	2. Unterbrechungen	261
2. Die Vertikalen	242	3. Anschluß an die Widerlager . .	262
VII. Der Querverband	243	III. Die Längsträger	264
1. Fachwerkförmig gegliederte		IV. Die Querträger	265
Querverbände	243	V. Die Konsolen und Geländer . .	265
2. Querrahmen	244	VI. Die Hauptträger	269
		1. Grundrißausbildung	269
		2. Querschnittsausbildung	270
		3. Auflagerung	271
		VII. Der Windverband	272
		VIII. Der Querverband	272
		Zahlentafeln	273

Zwölftes Kapitel.

Straßenbrücken.

A. Berechnung der Straßenbrücken	244
I. Die Fahrbahntafel	244
1. Fahrbahntafel aus Holz	244

Aufgaben.

Aufgabe Nr.	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	
Seite	10	11	11	12	13	15	45	48	49	49	51	52	55	57	65	67	69	70	72	
	Verbindungsmittel						Träger													
Aufgabe Nr.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38	
Seite	73	75	75	76	77	78	79	81	81	85	87	89	91	93	93	94	95	95	95	
	Träger													Säulen						
Aufgabe Nr.	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53					
Seite	97	98	100	101	103	103	104	106	107	108	109	109	110	111	113					
	Säulen																			
Aufgabe Nr.	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67						
Seite	117	118	121	122	124	130	131	131	132	132	133	135	139	139						
	Säulen			Tr. u. S.		Decken						Dächer								
Aufgabe Nr.	68	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79								
Seite	140	141	170	194	196	198	201	202	204	205	210	215								
	Dächer			Eisenbahnbrücken																
Aufgabe Nr.	80	81	82	83	84															
Seite	246	247	249	249	251															
	Straßenbrücken																			

Erster Abschnitt.

Die Konstruktionsgrundlagen.

Erstes Kapitel.

Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten. Schutz des Eisens gegen Rost und Wärme.

1. Die Eisensorten.

Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten sind:

I. Roheisen als graues Gießereiroheisen, kurz Gußeisen genannt. Zulässige Beanspruchung auf Zug $k_z = 250$ kg/qcm, auf Druck $k_d = 500$ kg/qcm; daher vorwiegend zu auf Druck beanspruchten Konstruktionsteilen (Auflager, Säulen) verwendet, ferner überall da, wo die leichte Formgebung ausschlaggebend ist (Trägerzwischenstücke, Auflagerteile, vgl. 3. Kap.).

II. Schmiedbares Eisen: $k_z = k_d$; hergestellt entweder in der Birne im Bessemer- (sauren) oder Thomas- (basischen) Verfahren oder im Siemens-Martin- bzw. Elektroofen oder endlich im Tiegel.

1. Flußeisen: Eisen mit weniger als 5000 kg/qcm Festigkeit, kommt als Bauwerkseisen nur gewalzt zur Verwendung.

2. Flußstahl: Eisen mit mehr als 5000 kg/qcm Festigkeit, kommt zur Verwendung

a) gegossen als Stahlformguß (mit einer Dehnung von mindestens 10% der Versuchslänge) besonders zu Auflagerteilen von verwickelter Form.

b) geschmiedet } (mit einer Dehnung von mindestens 16% der Versuchslänge).
c) gewalzt }

Flußstahl, dessen Dehnung und Festigkeit durch Zusatz fremder Metalle erhöht wird, heißt insbesondere Nickelstahl (mit 1 bis $2\frac{1}{2}\%$ Nickelzusatz), Chromstahl, Wolframstahl, Manganstahl usf.

Im Tiegel hergestellter Flußstahl (Tiegelflußstahl) wird wegen seiner hohen Herstellungskosten nur zu sehr schwer belasteten Auflagerteilen sowie für die Drahtkabel der Hängebrücken verwendet.

Das gewalzte schmiedbare Eisen wird sowohl zu auf Zug als auch auf Druck als gleichzeitig auf Zug und Druck (d. h. auf Biegung) beanspruchten Konstruktionsteilen verwendet, und zwar in folgenden Hauptquerschnittsformen:

a) Blech: glattes Blech; Riffelblech (mit einseitig eingewalzten Riffeln von

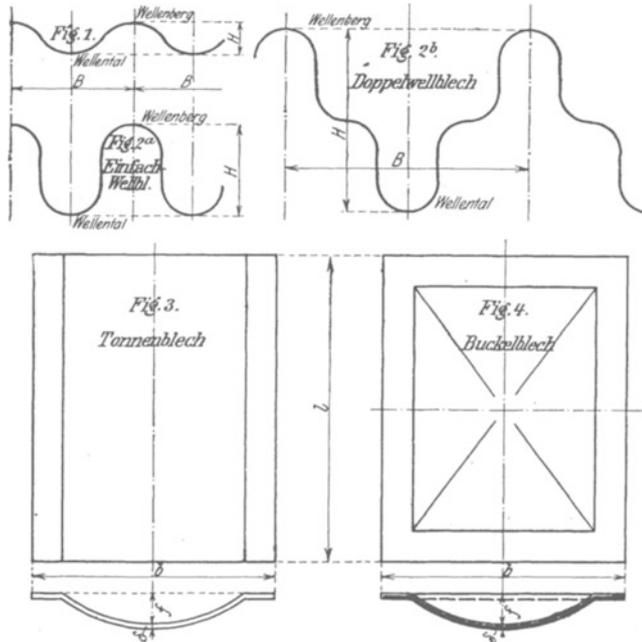


Fig. 1—4.

1 bis 3 mm Höhe); Wellblech (flaches Wellblech Fig. 1 und Trägerwellblech mit ein- oder mehrfacher Wellung Fig. 2^a und Fig. 2^b); Tonnenblech (Fig. 3); Buckelblech (Fig. 4).

β) Flacheisen (Universaleisen) und Vierkanteisen (z. B. $\frac{80}{10}$; $\frac{25}{25}$).

γ) Rundeisen (z. B. 30 mm ϕ ; Schraube $1\frac{1}{2}$ " ϕ).

δ) Profileisen, zusammengestellt im „Deutschen Normalprofilbuch für Walzeisen“, und zwar:

┌ Eisen (z. B. ┌ NP. 24);

└ Eisen (z. B. └ NP. 20);

Z Eisen (z. B. Z NP. 16);

└ Eisen (gleichschen-

lige z. B. \sphericalangle 80·80·10 oder $\overline{80:10}$ und ungleichschenklige z. B. \sphericalangle 100·65·9 oder $\frac{100:9}{65:9}$);

┘ Eisen (breitfüßige z. B. ┘ NP. $\frac{8}{4}$ und hochstegige z. B. ┘ NP. $\frac{5}{5}$);

Quadranteisen (z. B. \sphericalangle NP. 12 max), Belageisen (z. B. \frown NP. 9) und Handleisteneisen (z. B. $\textcircled{/}$ NP. 8).

Die an die Güte des Baustoffs und an die aus ihm hergestellten Konstruktionen zu stellenden Anforderungen sind in den

„Normalbedingungen für die Lieferung von Eisenkonstruktionen für Brücken- und Hochbau“

und für die preußische Staatsbauverwaltung insbesondere in den

„Besonderen Vertragsbedingungen für die Anfertigung, Anlieferung und Aufstellung von Eisenbauwerken“

zusammengestellt.

2. Reinigung und Rostschutz des Eisens.

a) Vor ihrer Zusammensetzung zu ganzen Konstruktionen müssen die einzelnen Eisenteile gereinigt werden.

Diese Reinigung ist — und damit begnügt man sich in den meisten Fällen — zunächst eine mechanische, indem Staub, Schmutz, Glühspan und Rost mit Schabeisen, Drahtbürsten und Putzlappen oder aber besser und

schneller durch Sandstrahl (wobei scharfer Quarzsand durch Preßluft auf die zu reinigenden Flächen geschleudert wird) entfernt werden.

Soll die Oberfläche vollkommen frei von Glühspan und Rost sein, so werden die mechanisch gereinigten Stücke in einem stark verdünnten Salzsäurebad gebeizt, darauf in einem Kalkwasserbad von den anhaftenden Säureteilchen gereinigt, in reinem Wasser oder Sodalaugung abgespült und endlich in kochendem Wasser bis zur Siedehitze erwärmt; nach Verdunstung des Wassers werden die gereinigten Teile mit dünnflüssigem, schnell trocknendem, wasser- und säurefreiem Leinölfirnis allseitig satt gestrichen.

b) Vor dem Vernieten werden die zusammenfallenden Berührungsflächen der einzelnen Teile nochmals gereinigt und mit Leinölfirnis gestrichen.

c) Nach dem Vernieten werden die Nietköpfe sofort mit Leinölfirnis gestrichen, darauf die Fugen zwischen den Berührungsflächen sorgfältig ausgekittet (bez. bei wasserdichten Konstruktionen verstemmt) und endlich alle sichtbaren Flächen mit dem Grund- oder Grundierungsanstrich versehen, der nur dünn aufzutragen und gut zu trocknen ist.

d) Nach beendeter Aufstellung (Montage) werden zunächst alle Fugen, in denen sich Wasser ansammeln kann, mit Kitt vollständig ausgefüllt und sorgfältig verstrichen; darauf wird der Grundanstrich ausgebessert bzw. bei den auf der Baustelle eingezogenen Nieten und Schrauben ergänzt und endlich der Deckanstrich aus einer als guter Rostschutz anerkannten Ölfarbe aufgebracht.

Bei den mit Erde, Kies, Sand oder Mauerwerk in Berührung kommenden Flächen wird die Ölfarbe durch Asphaltlack ersetzt.

Die statt des Anstrichs in besonderen Fällen (z. B. bei Well-, Buckel- und Tonnenblechen) verwendeten Metallüberzüge bestehen aus:

a) Zink: die chemisch gereinigten Stücke werden entweder heiß (durch Eintauchen in ein flüssiges Zinkbad) oder kalt (auf elektrolytischem Wege) mit einer dünnen, gegen die Einflüsse der Witterung unempfindlichen Legierung aus Zink und Eisen überzogen. Gewicht des Zinküberzugs mindestens 0,5 kg/qm Oberfläche.

β) Blei: teurer, daher seltener als Zink, aber auch widerstandsfähiger gegen die Einwirkung von Säuren.

γ) Zink und Blei (verzinkt — verbleien): bei mit Säuren stark verunreinigter Luft (z. B. bei Gas- und chemischen Fabriken).

3. Wärmeschutz des Eisens.

a) Wird das Eisen über etwa 300° hinaus erwärmt, so nimmt seine Festigkeit schnell ab; rotglühend geworden bricht es unter dem Einfluß der Belastung nach vorhergegangener starken Durchbiegung zusammen und bringt fest mit ihm verbundene Konstruktionsteile (Mauern, Pfeiler) mit zum Einsturz.

Wo daher eine so weitgehende Erwärmung z. B. durch Ausbruch einer Feuersbrunst (insbesondere bei Gebäuden, in denen große Mengen brennbarer Stoffe lagern, wie Warenspeicher, Öllager) zu erwarten ist oder wo der unerwartete Brandausbruch besondere Gefahr für Menschenleben einschließt (Warenhäuser, Theater, Versammlungsräume, Ausstellungsgebäude), sind die tragenden sichtbaren Eisenteile (Träger, Unterzüge, Säulen, unter Umständen auch die Dachkonstruktionen) zum Schutz gegen den unmittelbaren Angriff der Hitze und Flammen mit einer schlecht wärmeleitenden Ummantelung zu versehen;

z. B. Ummauerung mit Klinkern in Zementmörtel, Beton, Eisenbeton, Rabitzputz (Zementmörtel auf Drahtgeflecht), Asbestzement mit Wasser angerührt auf Drahtgeflecht, Korkstein mit umhüllendem Drahtnetz und Zementputz; zwischen Eisen und Schutzmantel eine Luftschicht anzuordnen, ist nicht erforderlich.

b) Das Eisen dehnt sich bei $\pm 100^\circ$ Wärmeunterschied um etwa $\pm \frac{1}{840}$ seiner ursprünglichen Länge aus. Wird es an dieser Längenänderung gehindert, z. B. durch an beiden Seiten fest mit ihm verbundene Mauern, so können durch die großen hierbei auftretenden Kräfte diese fest anschließenden Konstruktionsteile verbogen und schließlich zum Einsturz gebracht werden.

Wo daher nennenswerte Wärmeschwankungen zu erwarten sind (also z. B. stets im Freien) oder wo es sich auch bei nur mäßigen Wärmeschwankungen um große Längen der eisernen Träger handelt, werden diese nur an einem Ende fest mit ihrer Unterkonstruktion verbunden, am andern Ende aber auf Gleit- oder Rollenlagern frei verschieblich gelagert, damit die Längenänderungen ungehindert vor sich gehen können (feste und bewegliche Auflager, vgl. 3. Kap.).

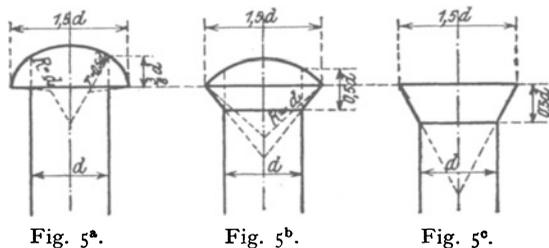
Zweites Kapitel.

Verbindungsmittel.

Als Verbindungsmittel kommen, wenn die Verbindung auf Abscheren beansprucht ist, Nieten und Schrauben, wenn sie auf Zug beansprucht ist, Schrauben und Keile zur Verwendung.

I. Die Verbindung ist auf Abscheren beansprucht.

Das gebräuchlichste Verbindungsmittel ist das Niet; es besteht aus dem Schaft, dessen Gesamtlänge eine durch 3 teilbare Zahl sein soll, und dem

Fig. 5^a.Fig. 5^b.Fig. 5^c.

am einen Schaftende bereits vorgebildeten Setzkopf; das am anderen Ende vorstehende, bei Maschinennietung etwa $\frac{4}{3}d$, bei Handnietung etwa $\frac{7}{4}d$ lange Schaftstück wird nach Einführung des Niets in das Nietloch durch Hämmern zunächst gestaucht und dann mit dem Schelleisen zum Schließkopf

ausgebildet. Man unterscheidet volle (Fig. 5^a), halb versenkte (Fig. 5^b) und ganz versenkte (Fig. 5^c) Nietköpfe.

Das zu den ^{Nieten}Schrauben verwendete Flußeisen soll in der Walzrichtung eine Zugfestigkeit von $\frac{36-42}{38-45}$ kg/qmm bei einer kleinsten Dehnung von $\frac{22}{20}$ % der Versuchslänge haben.

Die Nieten werden nur ausnahmsweise durch Schrauben ersetzt, und zwar:

a) wenn es des beschränkten Raumes wegen nicht möglich ist, den Schließkopf auszubilden

b) wenn die Gesamtdicke der zusammenzunietenden Teile größer als das 3- bis höchstens $3\frac{1}{2}$ fache des Nietdurchmessers ist (wegen der Gefahr des Abspringens der Nietköpfe beim Erkalten des Schafts);

c) wenn der Baustoff (z. B. Gußeisen) durch die beim Nieteten eintretenden Erschütterungen leicht dem Bruch ausgesetzt ist;

d) bei beweglichen Anschlüssen (die z. B. mit Rücksicht auf Wärmeschwankungen erforderlich werden) und bei Gelenken (vgl. 3. Kap.);

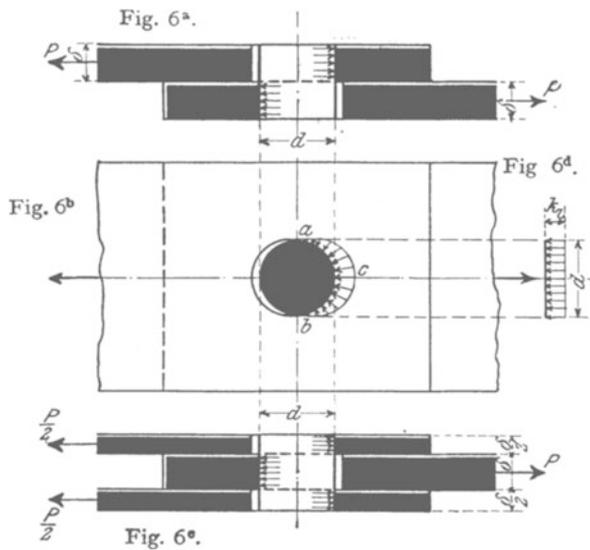
e) wenn auf der Baustelle nicht genietet werden soll (z. B. zur Verminderung der Kosten) oder darf (z. B. wegen Feuersgefahr).

Die gebräuchlichen Nietdurchmesser sind:

$d=$	6	8	10	13	16	20	23	26	30 mm,
mit einer Scherfläche von					2,0	3,1	4,2	5,3	qcm,
bezeichnet durch					⊗	⊕	⊗⊕	⊗⊕ ¹⁾	

Soll das Niet vorn (oben) versenkt sein, so wird das durch einen zweiten ausgezogenen Kreis (⊕) angedeutet; soll es hinten (unten) versenkt sein, so wird der äußere Kreis gestrichelt (⊕); soll es endlich doppelt versenkt sein, so werden beide Kreise gestrichelt (⊕). Bei Verwendung von Schrauben wird der Nietkreis schwarz ausgefüllt (⊗).

A. Berechnung der Nietverbindungen.



Da der durch die Zusammenziehung des Nieten beim Erkalten zwischen den einzelnen aufeinanderliegenden Teilen entstehende Reibungswiderstand nicht berücksichtigt wird, so erfolgt die Berechnung der auf Abscheren beanspruchten Niet- und Schraubenverbindungen nach denselben Regeln.

Die Nieten werden entweder einschnittig (Fig. 6a) oder aber meist zweischnittig (Fig. 6c) angeordnet. In beiden Fällen kann die Zerstörung der Verbindung entweder

durch eine zu große Beanspruchung des Nieten auf Abscheren oder aber durch eine zu große Beanspruchung der Nietwandung auf Druck herbeigeführt werden.

Die Beanspruchung des Nieten auf Abscheren verteilt sich nach der gebräuchlichen Annahme der Festigkeitslehre gleichmäßig über den ganzen Nietquerschnitt $\frac{1}{4}\pi d^2$; der Lochleibungsdruck verteilt sich dagegen ungleich-

¹⁾ Bei den übrigen, seltener vorkommenden Nietdurchmessern wird ihre Größe jeweils in der Zeichnung beigeschrieben.

mäßig über den halben Nietumfang $\frac{1}{2}\pi d\delta$ derart, daß er bei c (Fig. 6^b) am größten, bei a und b aber gleich Null ist. Um den aus dieser ungleichmäßigen Verteilung folgenden Rechnungsschwierigkeiten aus dem Wege zu gehen, nimmt man mit hinreichender Genauigkeit an, daß der Lochleibungsdruck an jeder Stelle der Nietwandung gleich groß sei (Fig. 6^d), führt dafür aber als Länge der gedrückten Fläche statt des halben Kreisumfangs ($1,57d$) nur seine zur Kraft P senkrechte Projektion (d) ein. Der zulässige Lochleibungsdruck k_l wird dabei stets gleich dem Doppelten der zulässigen Scherbeanspruchung k_s eingeführt:

$$k_l = 2 k_s.$$

Ist k die für Zug und Druck gleich große zulässige Beanspruchung des Eisens, so erfordert die Kraft P (Fig. 6) einen Stabquerschnitt von der Größe

$$1) \quad F = \frac{P}{k}.$$

Ganz entsprechend ergibt sich die zur Übertragung von P erforderliche Scherfläche zu $F_s = \frac{P}{k_s}$. Setzt man $k_s = \frac{k}{\nu}$, so wird

$$2) \quad F_s = \nu F.$$

1. Die Kraft greift im Schwerpunkt der Nietverbindung an.

a) **Einschnittige Vernietung** (Fig. 6^a). Ist n_s die auf Abscheren, n_l die auf Lochleibungsdruck erforderliche Nietanzahl, so ergibt sich, da ein Niet die Scherfläche $\frac{1}{4}\pi d^2$ und die Wandfläche $d\delta$ hat:

$$3) \quad n_s = \frac{F_s}{\frac{\pi d^2}{4}} \quad \text{und} \quad 4) \quad n_l = \frac{F_s}{2 d \delta}.$$

Für die Ausführung ist der größere der Werte n_s und n_l zu wählen. Soll $n_s = n_l$ werden, so ergibt sich die Bedingungsgleichung

$$5) \quad \delta = \frac{\pi}{8} d.$$

Diese Bedingung soll bei gut durchgebildeten Konstruktionen stets erfüllt sein; die geringste Blechstärke δ_{min} für einschnittige Niete ergibt sich daher

bei einem Durchmesser $d =$	13	16	20	23	26	30 mm
zu $\delta_{min} =$	5	7	8	9	10	12 mm.

b) **Zweischchnittige Vernietung** (Fig. 6^e). Ist z_s die auf Abscheren, z_l die auf Lochleibungsdruck erforderliche Nietanzahl, so ergibt sich ganz entsprechend wie vorher:

$$6) \quad z_s = \frac{F_s}{2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right)} \quad \text{und} \quad 7) \quad z_l = \frac{F_s}{2 d \delta}.$$

Auch hier ist für die Ausführung die größere der Zahlen z_s und z_l zu wählen.

Die aus $z_s = z_l$ folgende Bedingung $\delta = \frac{1}{4}\pi d$ ist nur in verhältnismäßig wenigen Fällen erfüllt.

2. Die Kraft greift außerhalb des Schwerpunkts der Nietverbindung an.

Greift die äußere Kraft P im Abstand ρ vom Schwerpunkt der Nietverbindung an (Fig. 7), so hat jedes der z vorhandenen Niete außer der Kraft

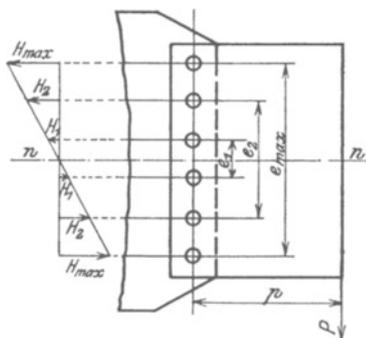


Fig. 7.

$\frac{P}{z}$ noch eine durch das Moment $M = P\rho$ erzeugte Zusatzkraft H aufzunehmen. Da man mit hinreichender Genauigkeit annehmen kann, daß H mit dem Abstand des Niets von der wagerechten Schwerachse nn wächst, so ergibt sich nach Fig. 7:

$$M = H_1 e_1 + H_2 e_2 + H_3 e_3 + \dots + H_{max} e_{max};$$

da aber

$$H_1 = H_{max} \frac{e_1}{e_{max}}, \quad H_2 = H_{max} \frac{e_2}{e_{max}}, \quad \dots \text{ ist,}$$

so folgt
$$M = \frac{H_{max}}{e_{max}} (e_1^2 + e_2^2 + e_3^2 + \dots + e_{max}^2) = \frac{H_{max}}{e_{max}} \sum e^2,$$

und daraus

$$8) \quad H_{max} = M \frac{e_{max}}{\sum e^2}.$$

Die größte auf ein Niet wirkende Kraft ergibt sich daher zu

$$9) \quad R = \sqrt{\left(\frac{P}{z}\right)^2 + H_{max}^2},$$

und es bleibt zu untersuchen, ob die durch R erzeugten Beanspruchungen σ_s und σ_t die zulässigen Werte k_s und k_t nicht überschreiten.

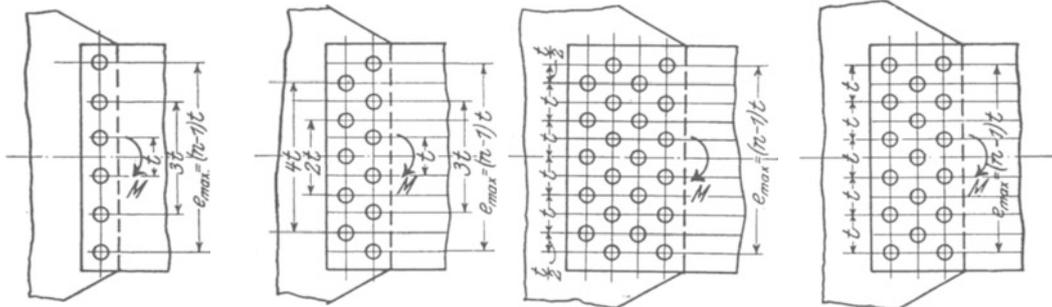


Fig. 8.

Fig. 9.

Fig. 10.

Fig. 11.

Ist die senkrechte Teilung t aller Niete gleich groß, und ist $n - 1$ die Anzahl der Teilungen, also n die Anzahl der Niete in der ersten senkrechten Reihe, so ist für

eine Nietreihe (Fig. 8): $z = n; \quad \sum e^2 = t^2 [1^2 + 3^2 + 5^2 + \dots + (n - 1)^2] = t^2 \frac{n(n^2 - 1)}{6}$

oder mit $t(n - 1) = e_{max}$:

$$\sum e^2 = \frac{n(n+1)}{6(n-1)} e_{max}^2; \quad \text{folglich } 8^a) \quad H_{max} = \frac{6(n-1)}{n(n+1)} \frac{M}{e_{max}};$$

zwei Nietreihen (Fig. 9): $z = 2n - 1$; $\Sigma e^2 = t^2 [1^2 + 2^2 + 3^2 + \dots + (n-1)^2]$
 $= t^2 \frac{n(n-1)(2n-1)}{6}$, daher

$$\Sigma e^2 = \frac{n(2n-1)}{6(n-1)} e_{max}^2; \text{ folglich } 8^b) H_{max} = \frac{6(n-1)}{n(2n-1)} \frac{M}{e_{max}};$$

drei Nietreihen (Fig. 10): $z = 3n - 1$; $\Sigma e^2 = \frac{n(n+1) + n(2n-1)}{6(n-1)} e_{max}^2$ oder

$$\Sigma e^2 = \frac{n^2}{2(n-1)} e_{max}^2; \text{ folglich } 8^c) H_{max} = \frac{2(n-1)}{n^2} \frac{M}{e_{max}};$$

vier Nietreihen (Fig. 11): $z = 2(2n - 1)$;

$$\Sigma e^2 = \frac{n(2n-1)}{3(n-1)} e_{max}^2; \text{ folglich } 8^d) H_{max} = \frac{3(n-1)}{n(2n-1)} \frac{M}{e_{max}}.$$

B. Anordnung der Nietverbindungen.

Die im 1. Kap. angeführten „Besonderen Vertragsbedingungen“ bestimmen über die Ausführung der Verbindungen:

Niet- und Schraubenlöcher in den Stäben und Knotenblechen sind zu bohren. Nur die Löcher in Futterplatten dürfen gestanzt werden. Der an den Löchern entstehende Grat ist sorgfältig zu entfernen.

Alle Löcher in Teilen, die einzeln gebohrt werden, sind zunächst mit einem etwas kleinerem Durchmesser herzustellen und erst nach dem Zusammenbau der Teile mit der Reibahle auf die vorgeschriebene Lochweite glatt aufzuweiten. Die Verwendung der Rundfeile ist hierbei verboten. Meßbare Versetzungen der Eisenlagen gegeneinander dürfen in den aufgeriebenen Löchern nicht vorhanden sein.

Die Lochkanten dürfen keine Risse zeigen. Zur Versenkung der Nietköpfe dürfen sie nur mit Versenkbohrern (Fräsern) gebrochen werden, deren Schnittwinkel den Fig. 5^b und 5^c entspricht.

Die Bauteile müssen auf einer Zulage, die die richtige Form des Bauteils sichert, ohne die Untersuchung zu behindern, zusammengepaßt und durch Dorne und Schrauben verbunden werden. Dabei darf kein Stück in eine einseitige Spannung gezwängt werden. Die einzelnen Verbindungen müssen sich lösen lassen, ohne daß die Stücke federn oder sich verziehen.

Die einzelnen Teile sind so fest miteinander zu verschrauben und zu verdornen, daß sie während des Nietens ihre Lage nicht ändern.

In tragenden Teilen sind in der Regel nur Niete für 16, 20, 23 und 26 mm Lochweite zu verwenden. Die Nietköpfe müssen nach Fig. 5^a bis 5^e gebildet werden.

Die Niete sind, in hellrotwarmem Zustande nach Beseitigung des Glühspans in die gehörig gereinigten Nietlöcher unter gutem Vorhalten einzuschlagen. Sie müssen die Löcher bei der Stauchung vollständig ausfüllen.]

Bei Anwendung von Nietpressen darf der Druck erst nach dem Schwinden der Glühhitze, etwa nach 10 bis 15 Sekunden abgestellt werden.

Setz- und Schließkopf müssen in der Achse des Nietschafts sitzen. Der Schließkopf ist gut auszuschlagen. Beide Nietköpfe müssen gut anliegen. Neben den Nietköpfen dürfen keine schädlichen Eindrücke entstehen. Der Bart ist zu beseitigen. Die Köpfe dürfen keinerlei Risse zeigen.

Die Niete dürfen nicht verstemmt werden.

Nach dem Vernieten ist zu prüfen, ob die Niete festsitzen. Lose Niete sind herauszuschlagen und durch vorschriftsmäßige zu ersetzen. In keinem Fall dürfen lose Niete kalt nachgetrieben werden.

Bei Reihennieten ist die Arbeit in der Mitte des Stabes zu beginnen und nach den Enden fortzusetzen. Umgekehrt darf nicht verfahren werden.

Nebeneinander stehende Nietreihen sollen in derselben Weise gleichzeitig in Längsabschnitten von höchstens 2 m geschlagen werden.

Die Schraubengewinde sind nach Whitworthscher Vorschrift rein auszuschneiden. Die Muttern dürfen weder schlottern, noch zu festen Gang haben.

Die Schraubenköpfe und Muttern müssen mit der ganzen Anlagefläche aufliegen. Bei schiefen Anlageflächen sind schräge Unterlagscheiben zu verwenden.

Sind nach dem Verdingungsanschlage oder den Zeichnungen abgedrehte Schrauben zu verwenden, so müssen sie in die Bohrlöcher schließend passen.

Unbeschadet ihrer Versandfähigkeit sind die Bauteile in der Werkstatt so weit zu verbinden, daß an Nietarbeit auf der Baustelle möglichst wenig übrig bleibt.

1. Nietung in einer Ebene.

a) **Einreihige Vernietung** (Fig. 12). Abstand der Niete vom Rand parallel zur Krafrichtung $e = 2d$,

ausnahmsweise $e = 1,5d$;

senkrecht zur Krafrichtung $e_1 = 1,5d$ bis $e_1 = 2d$.

Da $b = 2e_1$ ist, so folgt $b = 3d$ bis $b = 4d$ und umgekehrt

$$d = \frac{b}{4} \text{ bis } d = \frac{b}{3},$$

Gleichungen, aus denen bei gegebener Breite der zulässige Nietdurchmesser (und umgekehrt) bestimmt werden kann.

Kleinster Abstand der Niete voneinander

$$t_{min} = 3d, \text{ ausnahmsweise } t_{min} = 2,5d.$$

Dienen die Niete nicht zur Kraftübertragung, sondern nur zum Zusammenheften nebeneinander liegender Teile ein und desselben Konstruktionsstabes, so darf die Entfernung dieser „Heftniete“

$t_{max} = 6d$ bis $8d$ bei einem auf Druck und

$t_{max} = 8d$ bis $10d$ bei einem auf Zug beanspruchten Stabe betragen.

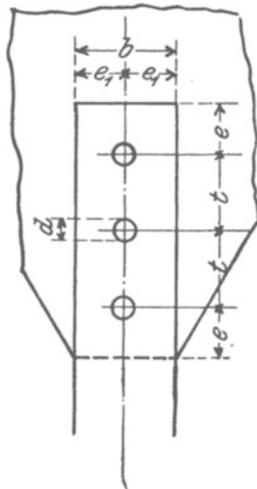


Fig. 12.

b) **Mehrreihige Vernietung** (Fig. 13). Ist die Eisenbreite $b > 4d$, so muß eine mehrreihige (bzw. auch eine versetzte) Vernietung angeordnet werden.

Zu den vorigen treten dann noch folgende Regeln hinzu:

a) Die Anordnung der Niete muß zur Schwerachse des anzuschließenden Stabes symmetrisch sein. Denn da nach Gl. 1 die Kraft P als gleichmäßig über die ganze Querschnittsfläche F verteilt eingeführt ist, so müssen auch die Niete symmetrisch zur Kraft P , d. h. zur Stabschwerlinie, angeordnet sein.

β) In der ersten Nietreihe (I, Fig. 13) darf stets nur ein Niet, in jeder folgenden Reihe nur ein Niet mehr als in der vorhergehenden angeordnet werden, weil man bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche stets nur ein Nietloch in Abzug zu bringen pflegt.

γ) Die kleinste Entfernung t der Niete ist schräg zu messen. Für die Werkstatt

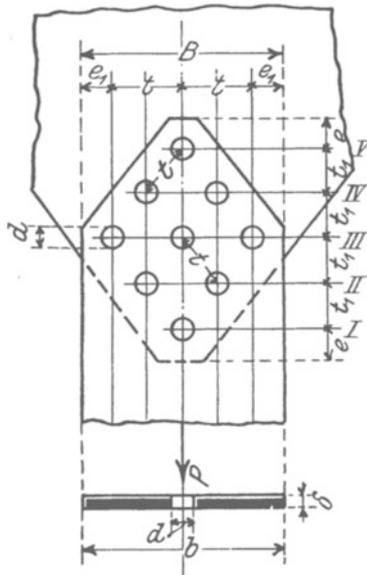


Fig. 13.

ist aber stets das gerade Maß t_1 in die Zeichnung einzutragen, das leicht zu berechnen und dann im allgemeinen auf 0 oder 5 abzurunden ist.

2. Nietung in zwei Ebenen.

Sind bei Profileisen in zwei zueinander senkrechten (bzw. auch geneigten) Ebenen Niete anzuordnen (Fig. 14), so treten noch folgende Regeln hinzu:

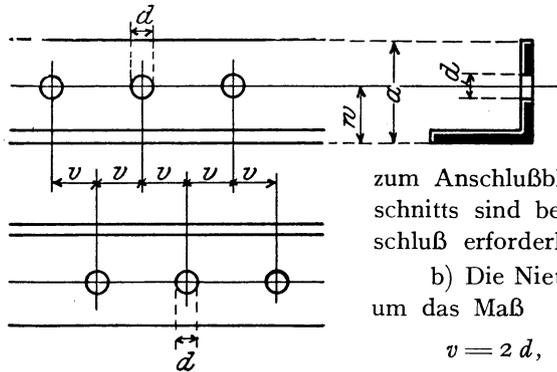


Fig. 14.

a) Jeder einzelne Teil des Profilquerschnitts ist mit so viel Nieten anzuschließen, wie der auf ihn entfallende Anteil der Gesamtkraft P erfordert. Für die senkrecht zum Anschlußblech liegenden Teile des Querschnitts sind besondere Winkelstücke zum Anschluß erforderlich (vgl. Aufg. 2, S. 11).

b) Die Niete müssen in den beiden Ebenen um das Maß

$$v = 2d, \text{ ausnahmsweise } v = 1,5d$$

gegeneinander versetzt sein.

Der Abstand w der Nietlinie (hier meist Wurzellinie genannt) von der Kante, das „Wurzelmaß“, wird hierbei zu

$$w = \frac{a}{2} + 5 \text{ mm, wenn } a \text{ auf 0 endigt,}$$

$$w = \frac{a}{2} + 2,5 \text{ mm, wenn } a \text{ auf 5 endigt, gewählt.}$$

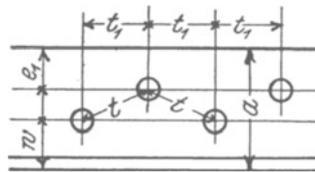


Fig. 15.

Ist die Schenkelbreite $a > 4d$ (Fig. 15), so sind versetzte Nietreihen anzuordnen, wobei

$$e_1 = 1,5d \text{ bis } 2d \text{ und}$$

$$w = e_1 + 5 \text{ bis } e_1 + 15 \text{ mm}$$

gewählt wird. Für die Werkstatt ist auch hier das Maß t_1 einzuschreiben, das nicht kleiner als $2,5d$ zu wählen ist.

C. Beispiele.

Aufgabe 1. Es ist der Stoß eines $\sphericalangle 120 \cdot 80 \cdot 10$ zu berechnen und zu zeichnen. Nietdurchmesser im großen Schenkel 23 mm, im kleinen 20 mm. Da es sich um einen Druckstab handelt, sind bei der Berechnung der tatsächlichen Fläche keine Nietlöcher abzuziehen. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch ist

$$F = 19,1 \text{ qcm; daher } F_s = \frac{4}{3} \cdot 19,1 = 25,4 \text{ qcm.}$$

$$\frac{70}{10}: f' = 7,0 \text{ qcm; } f_s' = 9,3 \text{ qcm; } n_s' = \frac{9,3}{3,1} = 3 \text{ Stück; } n_t' = \frac{9,3}{2 \cdot 2,0 \cdot 1,0} = 3 \text{ Stück.}$$

$$\frac{120}{10}: f'' = 12,1 \text{ qcm; } f_s'' = 16,1 \text{ qcm; } n_s'' = \frac{16,1}{4,2} = 4 \text{ Stück; } n_t'' = \frac{16,1}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,0} = 4 \text{ Stück.}$$

$$F = 19,1 \text{ qcm; } F_s = 25,4 \text{ qcm.}$$

Der Stoß ist in Fig. 16 dargestellt. Im größeren Schenkel sind, da $b = 120 \text{ mm} > 4d = 92 \text{ mm}$ ist, zwei gegeneinander versetzte Nietreihen angeordnet. Der Abstand der ersten Niete von der Stoßstelle ist im kleinen Schenkel zu $1,5d = 30 \text{ mm}$, im großen

zu $2d = 46 = \sim 50$ mm gewählt. Die kleinste Teilung $3d = 60$ mm im kleinen Schenkel ist im großen auf 65 mm vergrößert ($t = \sqrt{65^2 + 30^2} = \sim 72$ mm), um den Abstand der Niete in beiden Schenkeln gegen den Anfang der Nietung hin möglichst zu vergrößern. Die Stoßlaschen erhalten den Querschnitt $120/10$ bzw. $80/10$.

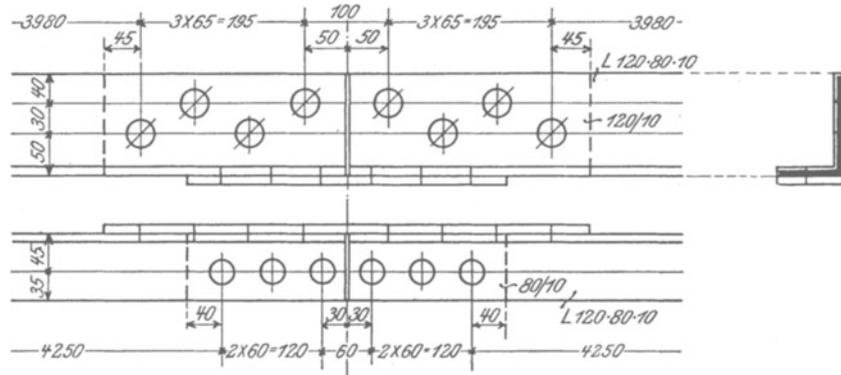


Fig. 16.

Aufgabe 2. Ein \perp NP. 18 überträgt die in ihm wirkende Zugkraft auf ein Anschlußblech von 10 mm Stärke durch Niete von 20 mm ϕ . Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. Da es sich um einen auf Zug beanspruchten Stab handelt, so ist bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche in jedem Flansch ein Nietloch von 20 mm ϕ abzuziehen. $k = 1000$ kg/qcm; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch hat \perp NP. 18 eine Fläche von 28,0 qcm; daher bei 11 mm Flanschstärke:

$$F = 28,0 - 2 \cdot 1,1 \cdot 2,0 = 23,6 \text{ qcm};$$

$$F_s = \frac{4}{3} \cdot 23,6 = 31,5 \text{ qcm}.$$

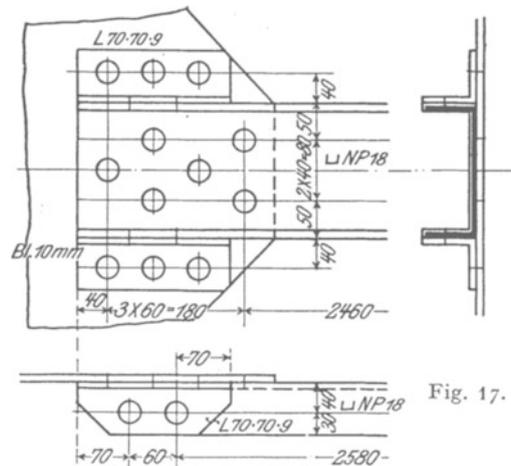


Fig. 17.

Steg $\frac{180}{8}$: $f' = 14,4$ qcm;

$$f_s' = 19,2 \text{ qcm};$$

$$n_s' = \frac{19,2}{3,1} = 6 \text{ Stück};$$

$$n_l' = \frac{19,2}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 6 \text{ Stück}.$$

Flansch $\frac{62}{11}$:

$$f'' = (6,2 - 2,0) 1,1 = 4,6 \text{ qcm};$$

$$f_s'' = 6,1 \text{ qcm};$$

$$n_s'' = \frac{6,1}{3,1} = 2 \text{ Stück};$$

$$n_l'' = \frac{6,1}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,9} = 2 \text{ Stück}^1).$$

Der Anschluß ist in Fig. 17 dargestellt. Da bei der Berechnung der tatsächlichen Fläche 2 Niete von 20 mm ϕ abgezogen sind, so dürfen in der 1. Niereihe auch 2 Niete angeordnet werden. Zum Anschluß der Flansche dienen Hilfswinkel $70 \cdot 70 \cdot 9$; die Versetzung der Niete gegeneinander in Steg und Flansch beträgt $1,5 d = 30$ mm.

Aufgabe 3. Es ist der Stoß eines Flacheisens $200/12$ zu berechnen und zu zeichnen. Durchmesser der doppelschnittigen Niete $d = 23$ mm. $k = 1000$ kg/qcm; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_l = 2 k_s$.

¹⁾ Der Faktor 0,9 im Nenner ist die Stärke des zum Anschluß der Flansche dienenden Hilfswinkels $70 \cdot 70 \cdot 9$.

Auflösung. Da Flacheisen nur auf Zug beansprucht werden können, so ist bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche ein Nietloch von 23 mm ϕ abzuziehen. Daher wird

$$F = (20,0 - 2,3) 1,2 = 21,2 \text{ qcm}; \quad F_s = \frac{1}{3} \cdot 21,2 = 28,3 \text{ qcm};$$

$$z_s = \frac{28,3}{2 \cdot 4,2} = 4 \text{ Stück}; \quad z_l = \frac{28,3}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 6 \text{ Stück}.$$

Es sind daher beiderseits des Stoßes je 6 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ anzuordnen, wie in Fig. 18 dargestellt. In der Reihe I ist 1 Niet, in jeder folgenden Reihe je ein Niet mehr angeordnet. Die Nietentfernung wird $\sqrt{65^2 + 32,5^2} = \sim 73$ mm.

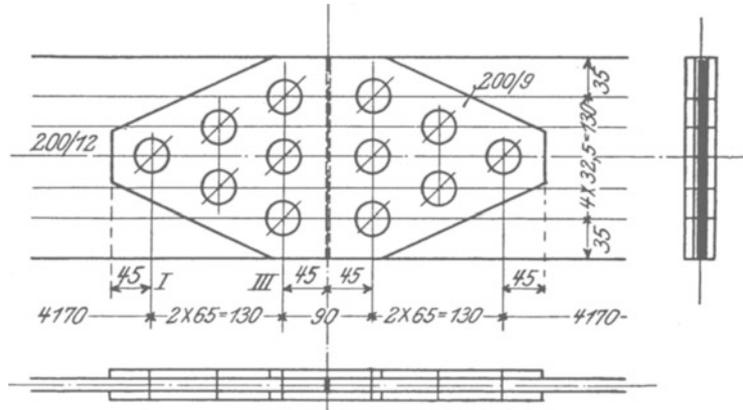


Fig. 18.

In der Nietreihe III müssen die beiden Stoßlaschen die ganze Kraft aufnehmen. Da aber in dieser Reihe jede Lasche durch 3 Nietlöcher geschwächt ist, während bei der Berechnung der tatsächlichen Fläche nur 1 Nietloch abgezogen ist, so müssen die beiden Stoßlaschen, um insgesamt 21,2 qcm Fläche zu haben, eine größere Dicke als $\frac{12}{2} = 6$ mm erhalten; und diese Dicke x berechnet sich aus der Gleichung $2(20,0 - 3 \cdot 2,3) x = 21,2$ zu $x = \sim 0,9$ cm.

Aufgabe 4. Ein H NP 14 überträgt auf ein in seiner Verlängerung liegendes H NP 14 einen Auflagerdruck $P = 1320$ kg (Fig. 19). Zur Übertragung dieses Druckes sollen seitlich der 5,7 mm starken Stege 2 Flacheisenlaschen angeordnet werden, die mit dem einen H NP 14 durch Niete von 16 mm ϕ , mit dem andern durch eine Schraube vom Durchmesser d verbunden sind. Es ist die erforderliche Zahl der Anschlußniete sowie der Schraubendurchmesser zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen.

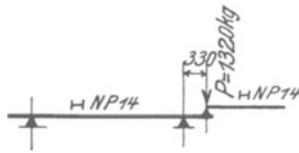


Fig. 19.

$$k = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad k_s = \frac{1}{4} k; \quad k_l = 2 k_s.$$

Auflösung. Der Anschluß ist in Fig. 20 dargestellt. Mit $p = \frac{60}{2} + 30 + 5 + 35 = 100$ mm wird $M = 1320 \cdot 10,0 = 13200$ cmkg; daher mit $n = 2$ und $e_{max} = 60$ mm nach Gl. 8^a:

$$H_{max} = \frac{1}{2} \frac{6(2-1)}{2(2+1)} \frac{13200}{6,0} = 1100 \text{ kg}^1; \text{ folglich nach Gl. 9: } R = \sqrt{\left(\frac{1320}{4}\right)^2 + 1100^2} = \sim 1160 \text{ kg}$$

und daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren} \quad \sigma_s = \frac{1160}{2 \cdot 2,0} = 290 \text{ kg/qcm (zulässig 750 kg/qcm);}$$

$$\text{Lochleibungsdruck} \quad \sigma_l = \frac{1160}{1,6 \cdot 0,57} = 1172 \text{ kg/qcm (zulässig 1500 kg/qcm).}$$

¹⁾ Der Faktor $\frac{1}{2}$ muß hier in Gl. 8^a hinzugefügt werden, weil in Fig. 20 je 2 Niete, in jeder wagerechten Reihe stehen gegenüber je 1 Niet in Fig. 8.

Der gesuchte Bolzendurchmesser ergibt sich mit $F = 1,32 \text{ qcm}$, $F_s = \frac{4}{8} \cdot 1,32 = 1,8 \text{ qcm}$ und $z = 1$ aus Gl. 6 zu $\frac{\pi d^3}{4} = \frac{1,8}{2 \cdot 1}$ oder $d = 0,9 \text{ cm}$;

aus Gl. 7 zu $d = \frac{1,8}{2 \cdot 0,57 \cdot 1} = 1,4 \text{ cm}$. Mit Rücksicht auf die im Schaft auftretende (hier allerdings nur geringe) zusätzliche Biegungsbeanspruchung (vgl. Aufg. 5) ist eine $\frac{5}{8}$ " Schraube von 16 mm Schaftdurchmesser gewählt.

Die Laschen erleiden das Biegemoment $M = 1320 \cdot 7,0 = 9240 \text{ cmkg}$, daher mit $J = 2 \left(\frac{0,6 \cdot 11,0^3}{12} - 2 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 3,0^2 \right) = 99 \text{ cm}^4$ und $W = \frac{99}{5,5} = 18 \text{ cm}^3$ die Biegebeanspruchung $\sigma_b = \frac{9240}{18} = 520 \text{ kg/qcm}$ (zul. 1000 kg/qcm).

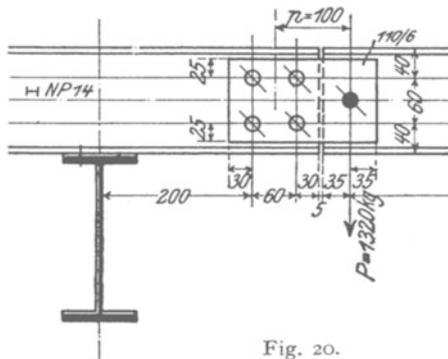


Fig. 20.

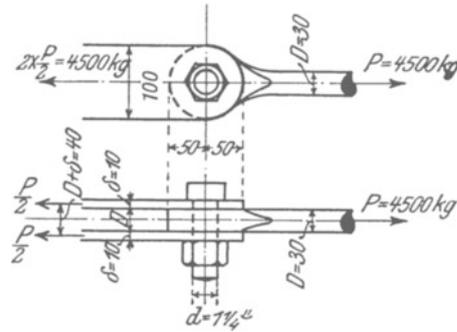


Fig. 21.

Aufgabe 5. Ein Rundeisen von $D = 30 \text{ mm } \phi$ überträgt die in ihm wirkende Zugkraft $P = 4500 \text{ kg}$ durch einen doppelschnittigen Bolzen auf 2 Flacheisenlaschen 100/10. Es ist der Bolzendurchmesser zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. $k = 1000 \text{ k/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Der Anschluß ist in Fig. 21 dargestellt. Das Rundeisen ist am Ende zu einem kreisförmigen Auge von $100 \text{ mm } \phi$ und 30 mm Stärke ausgeschmiedet.

Der Anschlußbolzen ist nicht nur auf Abscheren und Lochleibungsdruck, sondern auch auf Biegung zu berechnen. Das größte Biegemoment ergibt sich mit den Bezeichnungen der Fig. 21 zu

$$M = \frac{P D + \delta}{2} - \frac{P D}{2} = \frac{P}{8} (D + 2 \delta) \quad \text{oder}$$

$$M = \frac{4500}{8} (3,0 + 2 \cdot 1,0) = 2810 \text{ cmkg.}$$

Gewählt ist eine $1\frac{1}{4}$ " Schraube von 32 mm Schaftdurchmesser mit 8,0 qcm Schaft-scherfläche und 3,2 cm³ Widerstandsmoment; daher ergibt sich die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren} \quad \sigma_s = \frac{4500}{2 \cdot 8,0} = 280 \text{ kg/qcm (zul. 750 kg/qcm);}$$

$$\text{Lochleibungsdruck} \quad \sigma_l = \frac{4500}{2 \cdot 1,0 \cdot 3,2} = 700 \text{ kg/qcm (zul. 1500 kg/qcm);}$$

$$\text{Biegung} \quad \sigma_b = \frac{2810}{3,2} = 880 \text{ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm).}$$

II. Die Verbindung ist auf Zug beansprucht.

Das gebräuchlichste Verbindungsmittel ist die Schraube; sie wird nur bei Zugankern und auch hier nur da, wo eine genaue Ablängung und dauernde Nachstellbarkeit des Ankers verlangt wird, durch den Keil ersetzt.

Verlängert sich ein Anker infolge der auftretenden Zugkraft Z oder aber infolge einer Temperaturerhöhung um t^0 gegenüber dem umgebenden Mauerkörper (Fig. 22), so würde sich der niedergeankerte Konstruktionsteil von seiner Unterlage abheben, wenn dem Anker nicht von vornherein eine gewisse Anfangsspannung gegeben worden wäre. Zur Berechnung der dieser Anfangsspannung entsprechenden Zugkraft \mathfrak{B} bezeichnen wir Länge, Fläche und Elastizitätsmodul für den Anker mit l , f , E , für den Mauerkörper mit l_m , f_m , E_m , und setzen die Anker-Gegenplatten sowie Muttern bzw. Keile als starr voraus, was für erstere wegen ihrer kräftigen Querschnittsausbildung, für letztere aber wegen ihrer im Vergleich zu l und l_m nur geringen Länge zulässig ist.

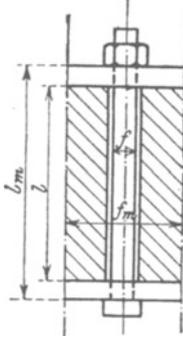


Fig. 22.

Im angespannten Zustand haben Druckkraft im Mauerkörper und Zugkraft im Anker absolut gleiche Größe \mathfrak{B} , da ihre Summe gleich Null sein muß. Wird nunmehr der Anker von der Zugkraft Z bzw. der Temperaturerhöhung t^0 ergriffen, so dehnt er sich um $Z \frac{l}{Ef}$ bzw. $\varepsilon t l_m$ (ε = linearer Ausdehnungskoeffizient) gegenüber dem Mauerkörper aus; infolgedessen läßt die Anfangsspannung in diesem um einen gewissen Kraft \mathfrak{X} bzw. \mathfrak{X}_t entsprechenden Betrag nach; er dehnt sich um $\mathfrak{X} \frac{l_m}{E_m f_m}$ bzw. $\mathfrak{X}_t \frac{l_m}{E_m f_m}$; gleichzeitig verkürzt sich der Anker gegenüber seiner Länge im angespannten Zustand um $\mathfrak{X} \frac{l}{Ef}$ bzw. $\mathfrak{X}_t \frac{l}{Ef}$. Nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes folgt aus der Gleichheit der Gesamtverlängerungen für Anker und Mauerkörper

$$Z \frac{l}{Ef} - \mathfrak{X} \frac{l}{Ef} = \mathfrak{X} \frac{l_m}{E_m f_m} \quad \text{der Wert } \mathfrak{X} = \frac{Z}{1 + \alpha}, \quad \text{folglich } Z - \mathfrak{X} = Z \frac{\alpha}{1 + \alpha}$$

$$\text{bzw. } \varepsilon t l_m - \mathfrak{X}_t \frac{l}{Ef} = \mathfrak{X}_t \frac{l_m}{E_m f_m} \quad \text{der Wert } \mathfrak{X}_t = \frac{\varepsilon E t f l_m}{1 + \alpha l}, \quad \text{wenn zur Abkürzung}$$

$$10) \quad \alpha = \frac{E f l_m}{E_m f_m l}$$

gesetzt wird. Die durch Z und t^0 erzeugte Verlängerung $\left(\frac{Z}{1 + \alpha} + \frac{\varepsilon E t f l_m}{1 + \alpha l} \right) \frac{l_m}{E_m f_m}$ des Mauerkörpers darf höchstens gleich der durch \mathfrak{B} erzeugten Verkürzung $\mathfrak{B} \frac{l_m}{E_m f_m}$ sein; daraus ergibt sich der kleinste Wert der dem Anker zu gebenden Anfangskraft zu

$$11) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left(Z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l} \right).$$

Tritt neben Z eine Temperaturerniedrigung um t^0 ein, so ergibt sich die überhaupt im Anker auftretende größte Zugkraft zu

$$Z_{max} = \mathfrak{B} + Z \frac{\alpha}{1 + \alpha} + \mathfrak{X}_t \quad \text{oder}$$

$$12) \quad Z_{max} = Z + \frac{2}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}.$$

Die hierbei gleichzeitig im Mauerkörper auftretende größte Druckkraft berechnet sich zu $\mathfrak{B} - \frac{Z}{1 + \alpha} + \frac{1}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l} = \frac{2}{1 + \alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}$.

Da man für die Werte E_m und f_m auf Schätzung angewiesen ist, so empfiehlt es sich für die praktische Anwendung, statt der Gl. 11 und 12 die etwas zu großen Werte

$$11^*) \quad \mathfrak{B} = Z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l},$$

$$12^*) \quad Z_{max} = Z + 2 \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}$$

in die Rechnung einzuführen.

Sind die Anker vom Mauerkörper vollständig dicht umschlossen, so erübrigt sich die Rücksichtnahme auf Temperaturänderungen ($t = 0$); die zulässige Zugbeanspruchung beträgt alsdann nach den Vorschriften vom 31. Januar 1910 für Flußeisen $k_z = 800 \text{ kg/qcm}$.

Liegen die Anker dagegen in offenen, zur Instandhaltung des Anstrichs begehren Ankerschächten, so hat man je nach der Lage der Konstruktion mit einem Wärmeunterschied $t = 10^0$ bis 30^0 zu rechnen, darf dann aber mit der zulässigen Zugbeanspruchung auf 1000 bis 1200 kg/qcm hinaufgehen, besonders wenn die Anfangsspannung durch genaue Ablängung mit Druckpressen und Keilen gleich der rechnerisch ermittelten gemacht wird.

Aufgabe 6. Eine Rundeisenstange von $d = 75 \text{ mm } \phi$ überträgt die in ihr wirkende Zugkraft $P = 30t$ durch einen Keil auf ein Stahlformgußstück. Es sind die Abmessungen des Keils zu berechnen und die Verbindung aufzuzeichnen. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Die Keilverbindung ist in Fig. 23 dargestellt. Am Orte des Keils ist der Durchmesser d des Rundeisens durch Stauchen auf das größere Maß D gebracht,

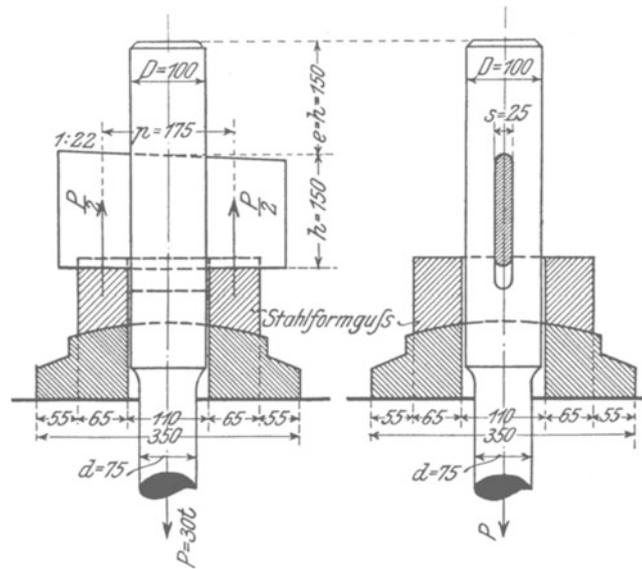


Fig. 23.

damit der durch das Keilloch verschwächte Querschnitt mindestens gleich dem der Rundeisenstange wird; zur Berücksichtigung der in Wirklichkeit eintretenden ungleichmäßigen Verteilung der Zugkraft P wählt man D etwas größer, nämlich zu

$$D = \frac{4}{3} \cdot d = \frac{4}{3} \cdot 75 = 100 \text{ mm},$$

wenn, wie üblich, die Keilstärke

$$s = \frac{D}{4} = 25 \text{ mm}$$

eingeführt wird. Die Höhe h des Keils berechnet sich aus dem auftretenden größten Biegemoment, das sich mit den Bezeichnungen der Fig. 23 zu

$$M = \frac{P}{2} \cdot \frac{p}{2} - \frac{P}{2} \cdot \frac{D}{4} = \frac{P}{8} (2p - D)$$

ergibt; hier wird

$$M = \frac{30000}{8} (2 \cdot 17,5 - 10,0) = 93750 \text{ cmkg.}$$

Bei $h = 150$ mm Keilhöhe ergibt sich daher die Beanspruchung des Keils auf

$$\text{Biegung} \quad \sigma_b = \frac{93750 \cdot 6}{2,5 \cdot 15,0^2} = 1000 \text{ kg/qcm (zul. } 1000 \text{ kg/qcm),}$$

$$\text{Abscheren} \quad \sigma_s = \frac{30000}{2 \cdot 2,5 \cdot 15,0} = 400 \text{ kg/qcm (zul. } 750 \text{ kg/qcm),}$$

$$\text{Lochleibungsdruck} \quad \sigma_l = \frac{30000}{2,5 \cdot 10,0} = 1200 \text{ kg/qcm (zul. } 1500 \text{ kg/qcm).}$$

Drittes Kapitel.

Träger.

Unter einem Träger versteht man einen Konstruktionsteil, der die auf ihn entfallenden Lasten durch seinen Biegungswiderstand auf die Auflagerepunkte überträgt. Die Schwerachse der Träger liegt meist wagerecht, seltener schräg (z. B. bei Treppenwangen, Dachsparren). Man unterscheidet:

1. Balkenträger: Das sind Träger mit meist geradliniger Achse, die bei senkrechter Belastung nur senkrechte Kräfte auf ihre Stützpunkte übertragen.

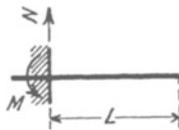


Fig. 24.

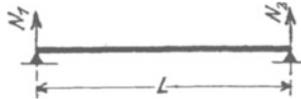


Fig. 25.



Fig. 26.

Je nach der Anzahl der Stützpunkte unterscheidet man:

a) Träger auf einem Stützpunkt (Fig. 24): eingemauerte, eingespannte oder Kragträger genannt.

b) Träger auf zwei Stützen, entweder beiderseits frei drehbar aufliegend (Fig. 25) oder einseitig bzw. zweiseitig eingespannt (Fig. 26), einfache Träger genannt, im Gegensatz zu den

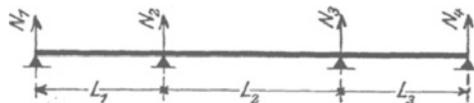


Fig. 27.

c) Trägern auf mehreren Stützen, die entweder durchlaufende und dann statisch unbestimmte Träger (Fig. 27) oder aber Träger mit Gelenken (statisch

bestimmte Gerber- oder Auslegerträger Fig. 28) sind. Letztere bestehen aus

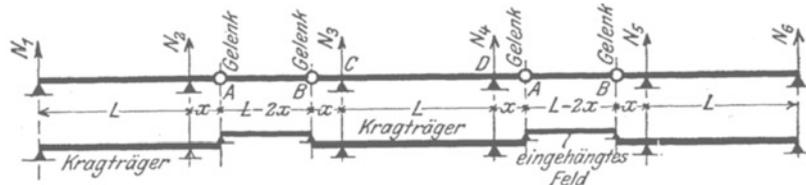


Fig. 28.

den einfachen Trägern (den „eingehängten Feldern“) AB , die sich in den Gelenken A und B auf einseitig oder beiderseits überkragende Träger auf

zwei Stützen (den „Kragträgern“) auflagern; da an den Gelenkstellen das Biegemoment gleich Null ist, genügen zu ihrer Berechnung die 3 Gleichgewichtsbedingungen der Ebene.

2. Bogenträger: Das sind Träger mit gekrümmter Achse, die bei senkrechter Belastung nicht nur senkrechte, sondern auch wagerechte Kräfte („Horizontalschub“ genannt) auf ihre Stützpunkte übertragen. Man unterscheidet:

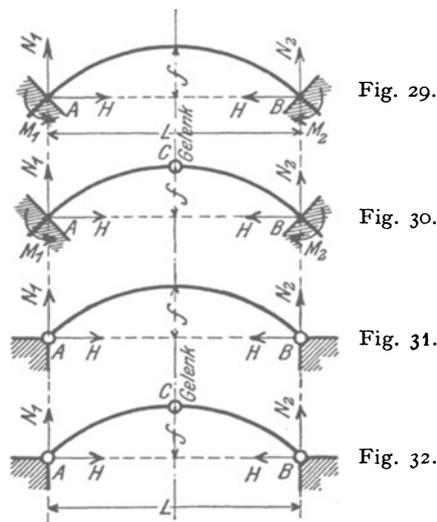


Fig. 29.

Fig. 30.

Fig. 31.

Fig. 32.

a) Bögen ohne Gelenke (eingespannte Bögen, Gewölbe, Fig. 29), die dreifach statisch unbestimmt sind.

b) Bögen mit einem Gelenk im Scheitel (Eingelenkbögen Fig. 30), die zweifach statisch unbestimmt sind.

c) Bögen mit zwei Gelenken in den Kämpferpunkten (Zweigelkenbögen Fig. 31), die einfach statisch unbestimmt sind.

d) Bögen mit drei Gelenken, je eins im Scheitel und in den Kämpferpunkten (Dreigelkenbögen Fig. 32), die statisch bestimmt und mit den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene zu berechnen sind.

Nach der Form der Träger unterscheidet man:

- vollwandige Träger, die der ganzen Länge nach einen ununterbrochen durchlaufenden Querschnitt zeigen (z. B. I-Träger), und
- Fachwerkträger, die aus einzelnen Stäben zusammengesetzt sind.

A. Berechnung der Träger.

I. Vollwandige Träger.

1. Balkenträger.

a) Berechnung des Trägerquerschnitts. Zur Berechnung eines Trägers (Fig. 33) müssen gegeben sein:

α) Die Stützweite L , bei auf Mauern gelagerten Trägern nicht mit der Lichtweite L_i zu verwechseln; es ist $L = L_i + 2e$, wo e je nach der Größe der Lichtweite und Belastung für Hochbaukonstruktionen zu 0,15—0,40 m, für Brückenüberbauten zu 0,25—1,00 m zu wählen ist.

β) Die Belastungsbreite b , die sich aus der gegenseitigen Entfernung der nebeneinanderliegenden parallelen Träger ergibt.

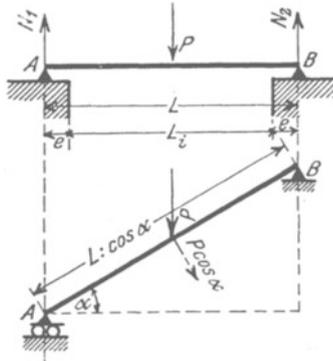
γ) Die gleichförmig verteilte Belastung p in kg/qm, aus der sich die gesamte gleichförmig verteilte Last für einen Träger zu $Q = p b L$ berechnet.

δ) Die auf den Träger wirkenden Einzellasten P , die auch beweglich sein können (z. B. bei Brücken- und Kranträgern).

Aus diesen gegebenen Werten wird das größte Biegemoment M_{max} berechnet, nachdem man vorher bei schrägliegenden Trägern sämtliche Lasten

parallel und senkrecht zur Trägerachse in die Seitenkräfte $P \sin \alpha$ und $P \cos \alpha$ (Fig. 33^b) zerlegt hat; erstere beanspruchen den Träger auf Zug oder Druck, letztere aber erzeugen ein Biegemoment, das sich z. B. für die in Fig. 33^b dargestellte Belastung zu

$$M = \frac{1}{4} P \cos \alpha \cdot \frac{L}{\cos \alpha} = \frac{PL}{4},$$

Fig. 33^a.Fig. 33^b.

d. h. gerade so groß wie für den wagerecht liegenden Träger (Fig. 33^a) berechnet, dessen Stützweite gleich der Projektion des schräg liegenden ist.

Aus dem berechneten Moment M_{max} und der gegebenen zulässigen Biegebungsbeanspruchung k_b ergibt sich das erforderliche Widerstandsmoment zu

$$W = \frac{M_{max}}{k_b}.$$

Das wirklich vorhandene Widerstandsmoment des gewählten Trägerquerschnitts muß dann mindestens die Größe W haben.

Man hat indessen — besonders bei großer Spannweite und kleiner Belastung — noch zu beachten, daß die infolge der Lasten auftretende Durchbiegung δ des Trägers

$$\text{bei Hochbaukonstruktionen den Wert } \delta = \frac{L}{500} \text{ bis } \frac{L}{600},$$

$$\text{bei Brücken- und Krankonstruktionen den Wert } \delta = \frac{L}{1000} \text{ bis } \frac{L}{1200}$$

nicht überschreiten darf. Diese Durchbiegung setzt sich aus 2 Teilen δ_1 und δ_2 zusammen, von denen der erste (δ_1) den Beitrag der ständigen Last, der zweite (δ_2) aber den Beitrag der Verkehrslast darstellt. Wird die Trägerachse — und das ist bei geringer Stützweite sowie bei gewalzten Trägern Regel — genau wagerecht ausgeführt, so ist $\delta = \delta_1 + \delta_2$. Erhält der Träger dagegen — und das ist bei

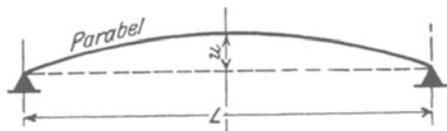


Fig. 34.

größerer Stützweite die Regel — in der Mitte eine Überhöhung u (Fig. 34), die mindestens zu $u = \delta_1$ gewählt wird, so ist $\delta = \delta_2$ einzuführen.

Für vollwandige Träger auf 2 Stützen berechnet sich die Durchbiegung δ aus dem größten Biegemoment M_{max}

$$\text{bei gleichbleibendem Trägheitsmoment } J \text{ zu } 13^a) \delta = \frac{5}{48} \frac{L^2}{EJ} M_{max},$$

$$\text{bei veränderlichem Trägheitsmoment } J \text{ zu } 13^b) \delta = \frac{5,5}{48} \frac{L^2}{EJ_{max}} M_{max},$$

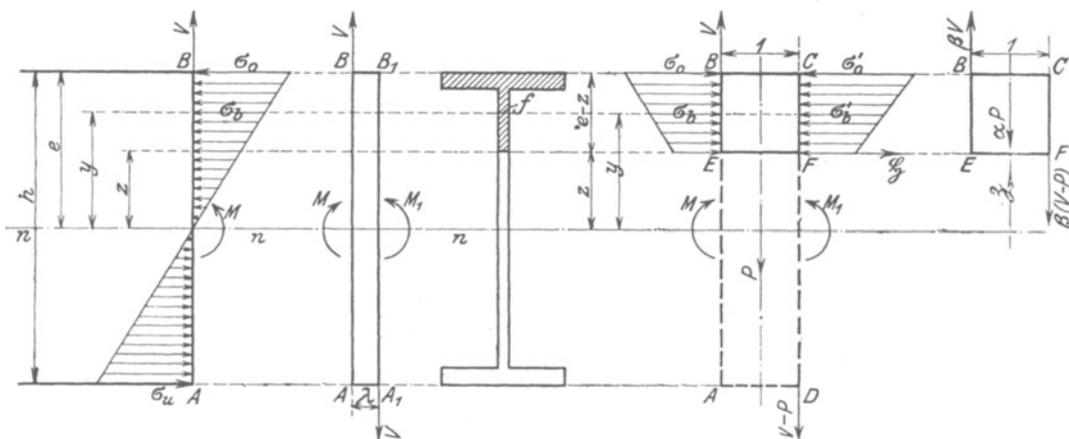
wo J_{max} das größte Trägheitsmoment ist.

In jedem senkrechten Balkenquerschnitt AB (Fig. 35^a) wirkt außer dem Biegemoment M , das im Abstand y von der neutralen Achse nn die Biegebungs- oder Normalspannung $\sigma_b = \frac{M}{J} y$ ($J =$ Trägheitsmoment der ganzen Querschnittsfläche AB bezüglich nn), also für das Flächenteilchen f die wagerechte Normalkraft $\frac{M}{J} f y$ erzeugt,

noch eine senkrechte Scherkraft V . Legt man in dem sehr kleinen Abstand λ von AB einen zweiten Vertikalschnitt A_1B_1 (Fig. 35^b), so ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ die Beziehung $V = M_1 - M$.

Wie in jedem senkrechten Schnitt eine wagerechte Normalkraft und eine lotrechte Scherkraft, so wirkt auch in jedem wagerechten Schnitt eine lotrechte Normalkraft und eine wagerechte Scherkraft.

Schneidet man nämlich das Balkenstück $ABCD$ (Fig. 35^d) von der Länge „Eins“ in der Höhe z von der neutralen Achse nn bei EF wagerecht durch und entfernt den einen Teil, z. B. den unteren, so muß man zunächst zur Wiederherstellung des Gleichgewichts an der Schnittstelle EF eine wagerechte Kraft \mathfrak{S} anbringen, weil die auf die Vertikalschnitte EB und FC wirkenden wagerechten Normalkräfte $\frac{M}{J} \Sigma f y$ und $\frac{M_1}{J} \Sigma f y$ ungleiche Größe haben. Aus der Bedingung $\Sigma H = 0$ ergibt sich $\mathfrak{S} = \frac{M_1}{J} \Sigma f y - \frac{M}{J} \Sigma f y$. Da $M_1 - M = V$ und $\Sigma f y$ das statische Moment S des oberhalb EF

Fig. 35^a.Fig. 35^b.Fig. 35^c.Fig. 35^d.Fig. 35^e.

gelegenen (in Fig. 35^e durch Strichlage hervorgehobenen) Querschnittsteils in bezug auf die neutrale Achse nn ist, so ergibt sich die wagerechte Scherkraft für die Längeneinheit des Horizontalschnitts zu

$$14) \quad \mathfrak{S} = V \frac{S}{J}.$$

Sie ist an jeder Balkenstelle gleich der senkrechten Scherkraft für die Längeneinheit des Vertikalschnitts.

Das statische Moment S ändert sich mit der Höhenlage z des Horizontalschnitts EF und erreicht seinen größten Wert S_0 für $z=0$; die größte wagerechte Scherkraft tritt daher in der neutralen Achse auf und beträgt für die Längeneinheit

$$14^a) \quad \mathfrak{S}_0 = V \frac{S_0}{J}.$$

Von der senkrechten Belastung P des Balkenstücks $ABCD$ (Fig. 35^d), die sich nach irgendeinem Gesetz über die ganze Höhe $AB = h$ verteilt, entfällt auf die Höhe des Balkenstücks $BECF$ (Fig. 35^e) der Anteil αP ; von der im Vertikalschnitt AB bzw. CD wirkenden Scherkraft V bzw. $V - P$, die sich ebenfalls nach einem bestimmten Gesetz über die Höhe h verteilt, entfällt auf die Höhe EB bzw. FC der Anteil βV bzw. $\beta(V - P)$. Zur Herstellung des Gleichgewichts muß in der wagerechten Schnittfläche EF eine lotrechte Normalkraft \mathfrak{B} für die Längeneinheit hinzugefügt werden, die sich aus der Bedingung $\Sigma V = 0$ zu

$$15) \quad \mathfrak{B} = P(\beta - \alpha)$$

berechnet. Die übliche Vernachlässigung dieser Normalkraft ist daher nur zulässig, wenn $\alpha = \beta$ ist, d. h. wenn sich die äußere Kraft P nach demselben Gesetz wie die senkrechte Scherkraft V über die Balkenhöhe verteilt.

Bei Balken von I-förmigem Querschnitt (Fig. 35^e) darf aber die senkrechte Scherkraft als annähernd gleichförmig über die Höhe h des Stegs verteilt angenommen werden; die Annahme $\beta = 0$ bedingt daher die Ansbildung der Konstruktion derart, daß sich auch die äußeren Kräfte (Lasten und Stützdrücke) gleichförmig über die Steghöhe h verteilen.

Der auf Grund der Gleichung $W = \frac{M_{max}}{k_b}$ ermittelte Trägerquerschnitt kann der Abnahme der Biegemomente entsprechend allmählich verkleinert werden. Zur Berechnung des an irgendeiner Stelle x (Fig. 36) erforderlichen Widerstandsmoments W_x hat man das an dieser Stelle auftretende größte Biegemoment M_x zu ermitteln; trägt man alle diese M_x senkrecht zur Balkenachse auf, so ergibt die Verbindungslinie ihrer Endpunkte die Kurve der größten Momente, und diese darf bei einem Träger auf 2 Stützen sowohl für die ständige Last als auch für die bewegliche Verkehrslast durch eine

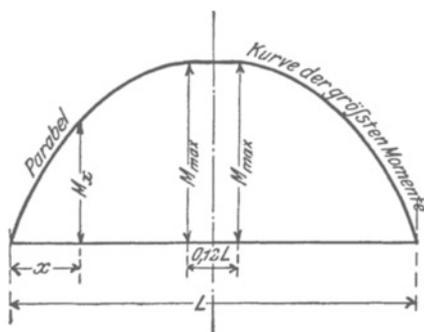


Fig. 36.

erschließende Parabelstücke (Fig. 36) ersetzt werden. Die danach sich ergebenden Verhältnisse $\frac{M_x}{M_{max}}$ sind in der Zahlentafel IV des Anhangs aufgeführt.

b) Berechnung der Auflagerung im Mauerwerk. Aus den gegebenen Lasten Q und P wird der größte Auflagerdruck N und beim eingespannten Balken außerdem das größte Einspannungsmoment M berechnet, wobei man etwa bewegliche Lasten in die ungünstigste Stellung zu bringen hat. Aus der zulässigen Beanspruchung k_m des Mauerwerks und der bekannten Trägerbreite b berechnet sich dann beim

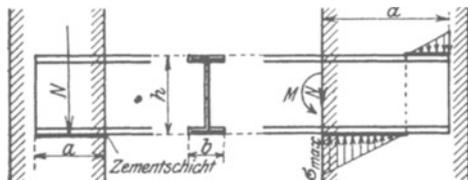


Fig. 37.

Fig. 38.

Träger mit frei drehbaren Enden (Fig. 37) die erforderliche Auflagerfläche zu $F = \frac{N}{k_m}$ und daraus die erforderliche Auflagerlänge zu

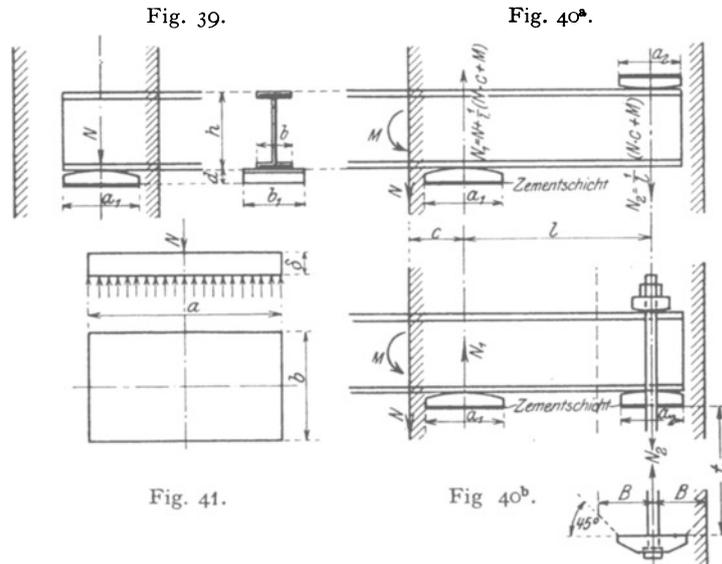
$$a = \frac{F}{b} = \frac{N}{b k_m}.$$

eingespannten Träger (Fig. 38) die erforderliche Einspannlänge a aus der Bedingung, daß die größte Druckspannung σ_{max} an der Vorderkante höchstens gleich k_m sein darf, also aus der Gleichung

$$\frac{N}{a b} + \frac{6 \left(M + N \frac{a}{2} \right)}{a^2 b} = k_m \quad \text{zu} \quad a = \frac{2 N}{b k_m} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} b k_m \frac{M}{N^2}} \right).$$

Wird a größer als die Trägerhöhe h oder als die zur Verfügung stehende Mauerstärke, so stehen zu seiner Verkleinerung folgende Mittel zur Verfügung:

α) Vergrößerung der zulässigen Druckbeanspruchung k_m durch Anordnung von Mauerwerk aus Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel ($k_m = 12$ bis 15 kg/qcm)¹⁾ oder aus Klinkern in Zementmörtel ($k_m = 20$ bis 30 kg/qcm)¹⁾, oder aber durch Unterlegen eines Werksteins (z. B. Granit mit $k_m = 60 \text{ kg/qcm}$, Sand- oder Kalkstein mit $k_m = 30 \text{ kg/qcm}$), oder endlich durch Anwendung beider Maßregeln.



β) Vergrößerung der Auflagerbreite b durch Anordnung einer Auflagerplatte von der größeren Breite b_1 (Fig. 39 und 40). Die Dicke δ dieser Platte berechnet sich nach Fig. 41 (in der man sich die eine Plattenhälfte in eine feste Wand eingespannt zu denken hat) aus der Gleichung $\frac{N}{2} \cdot \frac{a}{4} = \frac{b \delta^2}{6} k_b$ zu

$$16) \quad \delta = \sqrt[3]{\frac{3 N a}{4 k_b b}},$$

wobei die zulässige Beanspruchung für Gußeisen $k_b = 250 \text{ kg/qcm}$, für Stahlformguß $k_b = 1200 \text{ kg/qcm}$ beträgt.

Steht beim eingespannten Balken (Fig. 40^a) zur Aufnahme des Stützdrucks N_2 oberhalb der Auflagerplatte nicht genügend oder überhaupt kein Mauergewicht zur Verfügung, so muß der Träger nach Fig. 40^b bei N_2 im Mauerwerk nach unten verankert werden. Die Tiefe t der Verankerung ist so zu wählen, daß das Gewicht das auf der Ankerplatte ruhenden Mauerwerks mindestens gleich dem 1,5- bis 2,5fachen von N_2 ist.

γ) Gleichzeitige Vergrößerung der zulässigen Druckbeanspruchung k_m und der Auflagerbreite b z. B. durch Anordnung einer Auflagerplatte auf einem Werkstein.

¹⁾ Die höheren Werte dürfen nach den Vorschriften vom 31. Januar 1910 nur verwendet werden, wenn einwandfreie statische Untersuchungen unter Annahme der stärksten Belastungen bei Berücksichtigung der denkbar ungünstigsten Umstände durchgeführt werden.

2. Bogenträger.

Außer den früheren Größen erfordert die Berechnung noch die Angabe der Pfeilhöhe f ; sie beschränkt sich hier auf den nach der Parabel gekrümmten Dreigelenkbogen; die Ergebnisse dürfen bei Hochbaukonstruktionen hinreichend genau auch auf flache Kreisbögen mit dem Pfeilverhältnis $\frac{f}{L} = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ übertragen werden.

a) Ermittlung der Stützdrücke, Biegemomente, Längs- und Scherkräfte.

a) Volle senkrechte Belastung (p kg/qm Grundriß, Fig. 42).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = Q$ zu $N_1 = N_2 = \frac{Q}{2}$.

Denkt man sich die rechte Bogenhälfte entfernt und setzt für die übrig gebliebene linke die Summe aller Momente für C als Drehpunkt gleich Null, so ergibt sich $N_1 \cdot \frac{L}{2} - \frac{Q}{2} \cdot \frac{L}{4} - Hf = 0$, folglich der Horizontalschub

$$17) \quad H = \frac{QL}{8f} = \frac{pL^2}{8f}.$$

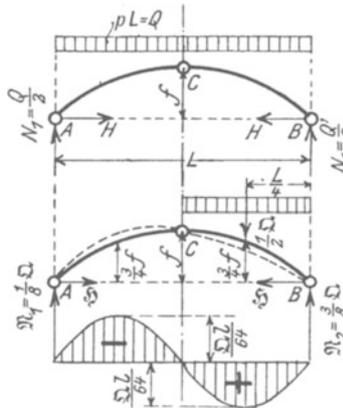


Fig. 42.

Fig. 44.

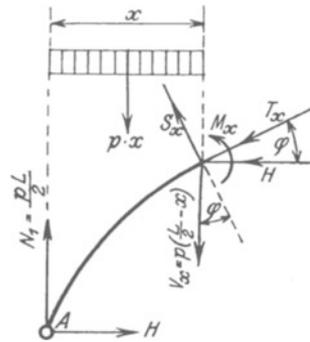


Fig. 43.

Das mit der Polweite H zu der gleichförmig verteilten Last pL gezeichnete Seileck fällt mit der Bogenlinie ACB zusammen, so daß Biegemomente im Bogen nicht auftreten.

Ist φ der Neigungswinkel der Bogenlinie in dem im Abstand x vom Kämpfergelenk A gelegenen Querschnitt (Fig. 43), so erzeugen die dort wirkenden Kräfte H und $V_x = p\left(\frac{L}{2} - x\right)$ die

tangentiale Normal- oder Längskraft $T_x = H \cos \varphi + V_x \sin \varphi$ und die radiale Transversal oder Scherkraft $S_x = H \sin \varphi - V_x \cos \varphi$ (die zur Berechnung der Nietteilung nach Gl. 26 dient). Da für den Parabelbogen $M_x = 0$ und $\operatorname{tg} \varphi = \frac{8f}{L^2} \left(\frac{L}{2} - x\right)$ ist, so folgt $T_x = \frac{H}{\cos \varphi}$ und $S_x = 0$.

β) Einseitige senkrechte Belastung (p kg/qm Grundriß, Fig. 44).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = \mathfrak{D}$ zu $\mathfrak{R}_1 = \frac{1}{8}\mathfrak{D}$ und $\mathfrak{R}_2 = \frac{3}{8}\mathfrak{D}$.

Der Horizontalschub ergibt sich auf demselben Wege wie vorher zu

$$18) \quad \mathfrak{S} = \frac{\mathfrak{D}L}{16f} = \frac{pL^2}{16f}.$$

Das mit der Polweite \mathfrak{S} zu der einseitig verteilten Last $\frac{1}{2}pL$ gezeichnete Seileck besteht aus der geraden Linie AC und einer sich an diese in C tangential anschließenden, oberhalb der Bogenlinie CB verlaufenden Parabel. Es treten daher auf der unbelasteten Gewölbehälfte negative, auf der belasteten positive Biegemomente \mathfrak{M}_x auf, die ihren Größtwert in $\frac{1}{4}$ der Spannweite mit

$$19) \quad \mathfrak{M}_{max} = -\mathfrak{M}_{min} = \frac{\mathfrak{D}L}{64} = \frac{pL^2}{64}$$

erreichen; die an dieser Stelle gleichzeitig auftretende Längs- und Scherkraft berechnet sich mit $\operatorname{tg} \varphi_{max} = \frac{2f}{L}$ und $\mathfrak{S}_x = \frac{pL}{8}$ zu

$$\mathfrak{T}_{max} = \mathfrak{S} \cos \varphi_{max} + \frac{pL}{8} \sin \varphi_{max} = \mathfrak{S} \left(\cos \varphi_{max} + \frac{2f}{L} \sin \varphi_{max} \right) = \frac{\mathfrak{S}}{\cos \varphi_{max}} \quad \text{und}$$

$$\mathfrak{S}_{max} = \mathfrak{S} \sin \varphi_{max} - \frac{pL}{8} \cos \varphi_{max} = 0.$$

Für die Pfeilverhältnisse $\frac{f}{L} = \frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$ ist der mittlere Neigungswinkel der Bogenlinie kleiner als 25° , so daß es für Hochbaukonstruktionen nach den Vorschriften vom 31. Januar 1910 genügt, den Winddruck durch einen Zuschlag zur senkrechten Belastung zu berücksichtigen, also seine wagerechte Seitenkraft zu vernachlässigen. Bei einem Winddruck von 125 kg/qm rechtwinklig getroffener Fläche ergibt sich für

	$\frac{f}{L} = \frac{1}{4}$	$\frac{1}{5}$	$\frac{1}{6}$	
der einseitige senkrechte Winddruck zu	30	20	15	kg/qm Grundriß,
die einseitige Schneelast zu	65	70	70	„ „ ;
daher die gesamte einseitige Belastung zu . . .	95	90	85	kg/qm Grundriß.

Meist rechnet man mit einer einseitigen Last von 100 kg/qm Grundriß.

b) Berechnung des Trägerquerschnitts.

Ist für einen Bogenquerschnitt M_{max} das größte Biegemoment, T_{max} die gleichzeitig auftretende Längskraft, F der Flächeninhalt und W das Widerstandsmoment des gewählten Querschnitts, so darf die größte auftretende Spannung

$$\sigma_{max} = \frac{T_{max}}{F} + \frac{M_{max}}{W}$$

die als zulässig festgesetzte Grenze k nicht überschreiten.

c) Berechnung der Gelenke.

α) Zylindergelenke (Fig. 45). Ist H_{max} der größte auf das Gelenk wirkende Horizontalschub, V_{max} die gleichzeitig mit H_{max} auftretende senkrechte Scherkraft, so wirkt auf das Gelenk die Normalkraft $T = H_{max} \cos \alpha + V_{max} \sin \alpha$ und die Transversalkraft $S = H_{max} \sin \alpha - V_{max} \cos \alpha$,

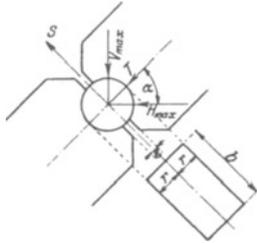


Fig. 45.

wenn α der Neigungswinkel der Bogenlinie am Gelenkpunkt ist. Zur sicheren Aufnahme der Kraft S wird der Lichtraum e zwischen den beiden, den Zylinder umfassenden Gelenkkörpern nur gerade so groß gewählt, daß er die freie Drehbarkeit der Bogenteile gestattet; hierzu genügt je nach der Spannweite das Maß $e = 20$ bis 40 mm, so daß jeder Körper den Zylinder mindestens auf das 0,8fache des halben Umfangs, also auf die Länge $0,8 \pi r = \sim \frac{5}{2} r$ umfaßt. Unter der Annahme, daß sich T annähernd gleichförmig über die Hälfte des berührten Umfangs verteilt, ergibt sich die Gleichung $\frac{5}{4} r b \sigma = T$, aus der sich bei gegebenem r die Beanspruchung zu

$$20^a) \quad \sigma = \frac{0,8 T}{b r}$$

und bei gegebener zulässiger Beanspruchung k der Zylinderhalbmesser zu

$$20^b) \quad r = \frac{0,8 T}{b k}$$

berechnet; hierin ist für Körper in Gußeisen $k = 600$ kg/qcm,

in Stahlformguß $k = 1200$ kg/qcm zulässig.

Kann bei einem bestimmten Belastungsfall (z. B. bei Hallen durch Wind von innen) die Normalkraft T negativ, also eine Zugkraft werden, so müssen die beiden Gelenkkörper miteinander verbunden werden, ohne daß dabei die freie Drehbarkeit des Gelenks vernichtet wird. Einfacher ist in diesem Falle die Verwendung der

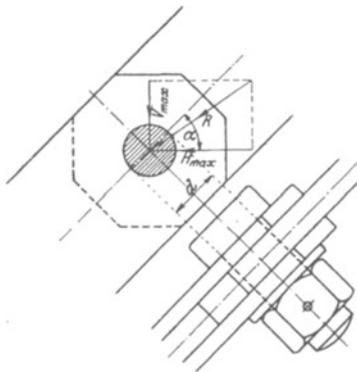


Fig. 46.

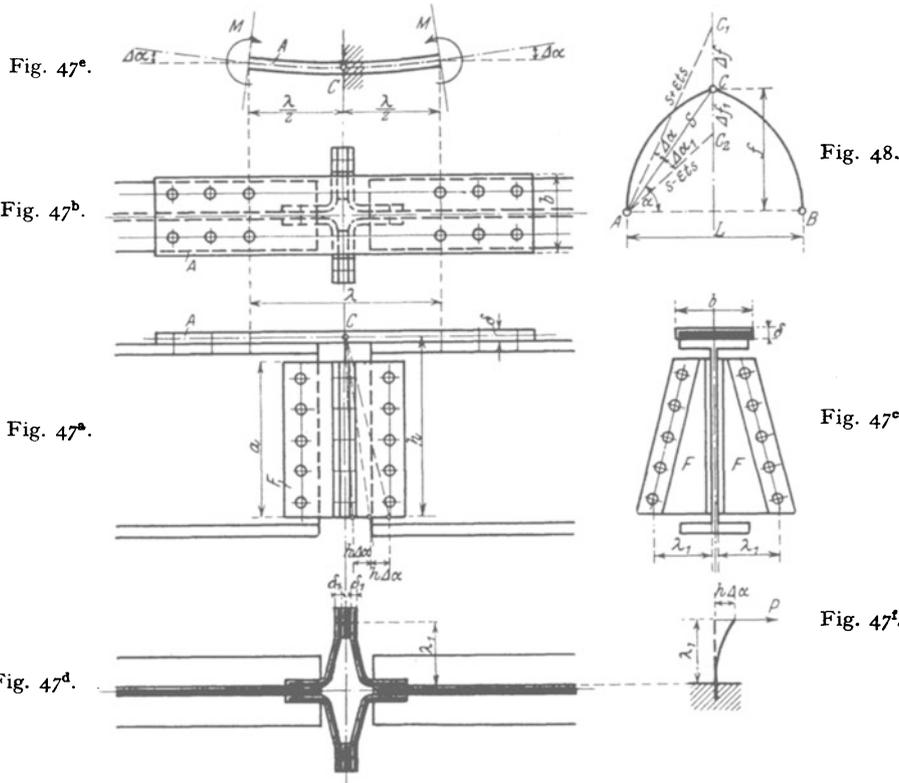
β) Bolzengelenke (Fig. 46), deren Berechnung auf Abscheren, Lochleibungsdruck und Biegung für die Kraft $R = \sqrt{V_{max}^2 + H_{max}^2}$ nach den Regeln des 2. Kap. erfolgt (vgl. Aufg. 5).

γ) Federgelenke (Fig. 47) bestehen aus zwei Teilen: einer tangentialen zur Aufnahme der Längskraft T bestimmten Platte A und einer radialen aus 4 winkelförmigen Stahlblechen zusammengesetzten Feder F zur Aufnahme der Scherkraft S ; der Gelenkpunkt

liegt in der Mitte C der Tangentialplatte A . Um die Drehbarkeit des Gelenks zu ermöglichen, wird die Platte A auf eine gewisse Länge λ ($= 150$ bis 200 mm) nicht mit dem Bogen vernietet (Fig. 47^b) und der abstehende Schenkel der 4 Winkelbleche nach unten verbreitert (Fig. 47^c).

Ist b die Breite, δ die Stärke der Tangentialplatte A ,

a die Höhe, δ_1 die Stärke jeder der 4 Federn F , so ist die Druckspannung in der Platte $\sigma = \frac{T}{b\delta}$ und die Scherspannung in den Federn $\sigma_s = \frac{S}{2a\delta_1}$. Zu diesen Spannungen treten die Biegungsspannungen σ_b bei einer Winkeländerung im Gelenkpunkt hinzu. Die Länge s der Sehne AC des Dreigelenkbogens ACB (Fig. 48) ändert sich bei einer Temperaturänderung von t^0 um εts ($\varepsilon = \text{linearer Ausdehnungskoeffizient} = 12 \cdot 10^{-6}$), wobei sich das Gelenk C um Δf hebt bzw. Δf_1 senkt. Aus $(s + \varepsilon ts)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f + \Delta f)^2$ bzw. $(s - \varepsilon ts)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f - \Delta f_1)^2$ folgt mit Vernachlässigung der kleinen



Größen Δf^2 und Δf_1^2 der Wert $\Delta f = \Delta f_1 = \varepsilon t \frac{s^2}{f}$. Aus $\frac{\sin \Delta \alpha}{\sin(\alpha - \Delta \alpha)} = \frac{\Delta f}{s}$ bzw. $\frac{\sin \Delta \alpha_1}{\sin(\alpha + \Delta \alpha_1)} = \frac{\Delta f_1}{s}$ folgt mit $\sin(\alpha + \Delta \alpha_1) \approx \sin \alpha = \sin(\alpha - \Delta \alpha)$, $\sin \alpha = \frac{L}{2s}$ und $\sin \Delta \alpha \approx \Delta \alpha = \sin \Delta \alpha_1$ die Winkeländerung $\Delta \alpha = \Delta \alpha_1 = \varepsilon t \frac{L}{2f}$.

Zur Berücksichtigung der bei einseitigem Schnee- und Winddruck eintretenden zusätzlichen Winkeländerung führt man in die Rechnung den doppelten Wert

$$21) \quad \Delta \alpha = \Delta \alpha_1 = \varepsilon t \frac{L}{f}$$

ein. Der infolge dieser Winkeländerung in Platte und Feder eintretende Biegunszustand ist für eine Temperaturerniedrigung in Fig. 47^c und 47^d dargestellt. Die Platte A ist als ein bei C eingespannter Balken von der Länge $\frac{\lambda}{2}$ anzusehen, dessen Endtangente sich infolge des gleichbleibenden Moments M um $\Delta \alpha$ gedreht hat; mit

$$\Delta\alpha = \frac{M \frac{\lambda}{2}}{EJ} \text{ und } M = W\sigma_b = \frac{2J}{\delta}\sigma_b \text{ wird } \Delta\alpha = \frac{\lambda\sigma_b}{E\delta}, \text{ daher}$$

$$22) \quad \sigma_b = E \frac{\delta}{\lambda} \Delta\alpha = \varepsilon E t \frac{\delta}{\lambda} \frac{L}{f}.$$

Jede der 4 Federn öffnet sich am unteren Ende um $h\Delta\alpha$; aus Fig. 47^t folgt $h\Delta\alpha = \frac{P\lambda_1^3}{3EJ_1}$; mit $P\lambda_1 = M_1$ und $M_1 = \frac{2J_1}{\delta_1}\sigma_{b1}$ wird $h\Delta\alpha = \frac{2\lambda_1^3\sigma_{b1}}{3E\delta_1}$, daher

$$23) \quad \sigma_{b1} = \frac{3}{2} E \frac{\delta_1}{\lambda_1} \frac{h}{\lambda_1} \Delta\alpha = \frac{3}{2} \varepsilon E t \frac{\delta_1}{\lambda_1} \frac{h}{\lambda_1} \frac{L}{f}.$$

Zahlenbeispiel. $L = 20,0\text{m}$; $f = 9,25\text{m}$; $b = 200\text{mm}$; $\delta = 12\text{mm}$; $a = 400\text{mm}$; $\delta_1 = 6\text{mm}$; $h = 450\text{mm}$; $\lambda = 150\text{mm}$; $\lambda_1 = 200\text{mm}$; $t = \pm 35^\circ$; $E = 2,15 \cdot 10^6$. Für das Scheiteltgelenk sei $T = 10000\text{kg}$ und $S = 4000\text{kg}$. Dann wird

$$\Delta\alpha = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot \frac{20,0}{9,25} = 9 \cdot 10^{-4}.$$

$$\text{Platte } A: \quad \sigma = \frac{10000}{20,0 \cdot 1,2} = 420 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_b = 2,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{1,2}{15,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 170 \text{ kg/qcm};$$

$$\sigma_{max} = 590 \text{ kg/qcm}.$$

$$\text{Feder } F: \quad \sigma_s = \frac{4000}{2 \cdot 40,0 \cdot 0,6} = 170 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_{b1} = \frac{3}{2} \cdot 2,15 \cdot 10^6 \cdot \frac{0,6}{20,0} \cdot \frac{45,0}{20,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 200 \text{ kg/qcm}.$$

Da mit dem Vorzeichen von t auch die Art der Beanspruchung in Platte und Feder wechselt, ist die zulässige Spannung gegenüber der für die übrigen Konstruktionsteile festgesetzten Beanspruchung um 40 bis 50 v. H. zu vermindern.

II. Fachwerkträger.

1. Ein Fachwerk ist ein Gebilde aus einzelnen geraden Stäben, die in ihren Endpunkten, den „Knotenpunkten“, miteinander verbunden sind. Man unterscheidet:

reine Fachwerke, bei denen alle Knotenpunkte als reibungslose Gelenke ausgebildet sind, so daß die einzelnen Stäbe durch eine in den Knotenpunkten angreifende äußere Belastung entweder nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht werden, und
gemischte Fachwerke, bei denen einzelne oder auch alle Knotenpunkte biegungsfest ausgebildet sind, so daß einzelne oder auch alle Stäbe durch eine in den Knotenpunkten angreifende äußere Belastung nicht nur auf Zug oder Druck, sondern auch auf Biegung beansprucht werden.

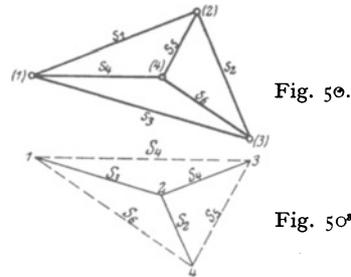
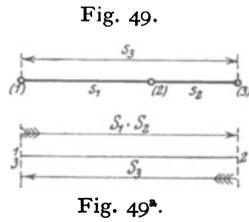
Die Fachwerke werden in ebene und räumliche eingeteilt. Ein allseitig von geraden Stäben begrenztes Ebenengebilde heißt ein ebenes Fachwerk. ebenen Fachwerken Raumgebilde heißt ein räumliches Fachwerk.

2. Soll ein Fachwerk unter dem Einfluß äußerer Kräfte im Gleichgewicht sein, so muß es sowohl seiner Form als auch seiner Lage nach unverschieblich sein.

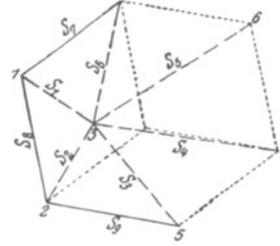
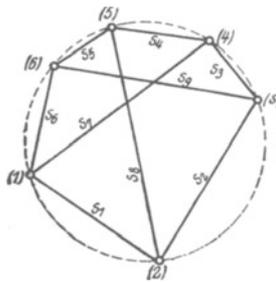
A. Seiner Form nach oder innerlich unverschieblich ist das ebene räumliche Fachwerk, wenn es bei $\frac{n}{\nu}$ Knotenpunkten durch $\frac{2n-3}{3\nu-6}$ voneinander unabhängige Stücke (nämlich $\frac{s}{\sigma}$ Seiten und $\frac{w}{\omega}$ Winkel) bestimmt ist.

Das einfachste ebene räumliche Fachwerk ist das Dreieck mit drei Knotenpunkten und drei Stäben; zum Anschluß eines neuen Knotenpunkts sind zwei nicht in derselben Ebene liegende neue Stäbe, zum Anschluß von $\frac{n-3}{v-4}$ Knotenpunkten daher $\frac{2(n-3)}{3(v-4)}$ voneinander unabhängige Stäbe erforderlich; das dann entstehende ebene räumliche Fachwerk von n Knotenpunkten ist durch $\frac{2(n-3)+3}{3(v-4)+6} = \frac{2n-3}{3v-6}$ Stäbe bestimmt. Das Raumfachwerk insbesondere ist auch dann innerlich unverschieblich, wenn alle es bildenden ebenen Fachwerke innerlich unverschieblich sind.

Die $\frac{2n-3}{3v-6}$ Stäbe sind nicht voneinander unabhängig, wenn sie ein inneres Gleichgewichtssystem bilden, d. h. wenn sich beim Fehlen äußerer Kräfte und bei Annahme einer beliebigen Stabkraft die Spannkraften in allen übrigen Stäben aus den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene des Raumes eindeutig bestimmen lassen.



Beispiele sind das Dreieck (Fig. 49) Tetraeder (Fig. 50), bei dem alle drei Knotenpunkte in einer Ebene liegen; denn aus der beliebig angenommenen Stabkraft S_1 im Stabe s_1 ergeben sich die übrigen Spannkraften eindeutig durch den Kräfteplan Fig. 49* Fig. 50*. Dasselbe gilt für ein ebenes Fachwerk, das aus den 6 Seiten eines einem Kegelschnitt einbeschriebenen Sechsecks und dessen 3 Hauptdiagonalen (Fig. 51) besteht; nimmt man z. B. die Kraft S_8 im Stabe s_8 beliebig an, so liefert der Kräfteplan (Fig. 51*) eindeutig alle übrigen Spannkraften.



a) Ist $\frac{z=s+w}{\zeta=\sigma+\omega}$ die Anzahl der das ebene räumliche Fachwerk bestimmenden, voneinander unabhängigen Stücke, so heißt das Fachwerk

in sich unverschieblich, wenn $\frac{z=2n-3}{\zeta=3v-6}$ ist, dagegen

in sich verschieblich, wenn $\frac{z < 2n-3}{\zeta < 3v-6}$ ist. Der Grad der Ver-

schieblichkeit wird durch die Zahl $\frac{f=2n-3-z}{\varphi=3\nu-6-\zeta}$ angegeben, für das Raumfachwerk auch durch die Summe der Verschieblichkeitsgrade der es bildenden ebenen Fachwerke.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen Gelenkring (Fig. 52) mit $z=s=n: f=n-3$; dem Raumfachwerk (Fig. 53) mit $\nu=2n$ und $\zeta=\sigma=2n+2n=4n: \varphi=6n-6-4n=2n-6$; das Fachwerk wird aus n schrägliegenden, in sich unverschieblichen ebenen Fachwerken von Trapezform und 2 wagerechten, n -eckigen Gelenkringen gebildet; für letztere ist $f=n-3$, daher für das Raumfachwerk $\varphi=2f=2n-6$.

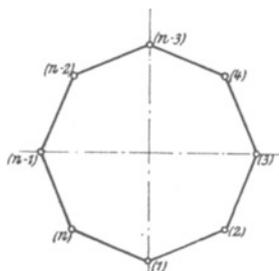


Fig. 52.

b) In sich verschiebliche ^{ebene} räumliche Fachwerke

können durch Hinzufügung von $\frac{f}{\varphi}$ neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu unverschieblichen ausgebildet werden.

Der n -eckige Gelenkring (Fig. 52) geht durch biegungsfeste Ausbildung von $n-3$ Knotenpunkten, d. h. durch Hinzufügung von $w=n-3$ voneinander unabhängigen Winkeln in das in sich unverschiebliche Fachwerk Fig. 52^a über. Das Raumfachwerk (Fig. 53) geht durch Einschaltung von je $n-3$ Diagonalen im oberen und unteren Gelenkring in ein in sich unverschiebliches Fachwerk über.

c) ^{Ebene} Räumliche Fachwerke mit $\frac{z=2n-3}{\zeta=3\nu-6}$ voneinander unabhängigen Stücken heißen innerlich statisch bestimmt im Gegensatz zu den innerlich sta-

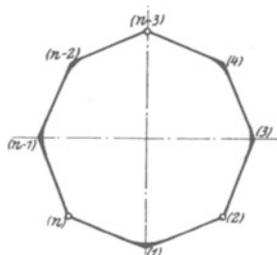


Fig. 52^a.

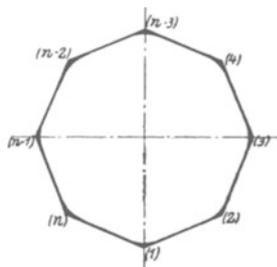


Fig. 52^b.

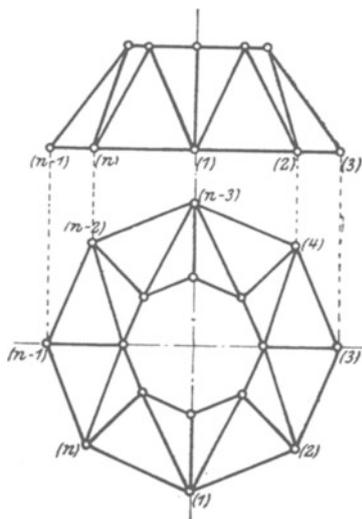


Fig. 53.

tisch unbestimmten, die außer den $\frac{z=2n-3}{\zeta=3\nu-6}$ „notwendigen“ noch $\frac{r}{\varrho}$ überzählige, insgesamt also $\frac{z_r=2n-3+r}{\zeta_\varrho=3\nu-6+\varrho}$ Stücke enthalten; der Grad der innerlichen statischen Unbestimmtheit wird durch die Zahl $\frac{r=z_r-2n+3}{\varrho=\zeta_\varrho-3\nu+6}$ angegeben.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen, gelenklosen (biegungsfesten) Stabring (Fig. 52^b) mit $s = n$ Seiten, $w = n$ Winkeln, daher $z_r = s + w = 2n$: $r = 2n - 2n + 3 = 3$;
dem Raumfachwerk (Fig. 53) mit gelenklosem oberen und unteren Ring bei $v = 2n$ Knotenpunkten, $\sigma = 4n$ Seiten, $\omega = 2n$ Winkeln, daher $\zeta_\rho = \sigma + \omega = 6n$: $\rho = 6n - 3 \cdot 2n + 6 = 6$.

d) Einzelne oder auch alle $\frac{\text{Stäbe}}{\text{ebenen Fachwerke}}$ eines $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerks können für sich wieder als $\frac{\text{ebene}}{\text{räumliche}}$ Fachwerke ausgebildet werden und heißen dann $\frac{\text{ebene}}{\text{räumliche}}$ Scheiben, die Fachwerke selbst aber zusammengesetzte oder erweiterte im Gegensatz zu den vorher besprochenen einfachen.

α) Zwei in sich unverschiebliche $\frac{\text{in derselben Ebene liegende}}{\text{räumliche}}$ Scheiben von $\frac{n_1}{v_1}$ bzw. $\frac{n_2}{v_2}$ Knotenpunkten können durch Hinzufügung von $\frac{e}{\varepsilon}$ neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu einem in sich unverschieblichen $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerk von $\frac{n}{v}$ Knotenpunkten miteinander verbunden werden. Ist die Zahl der den beiden $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Scheiben gemeinsamen Knotenpunkte gleich

$$\text{null, so ist } \frac{n = n_1 + n_2}{v = v_1 + v_2} \text{ und } \frac{e = [2(n_1 + n_2) - 3] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{\varepsilon = [3(v_1 + v_2) - 6] - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 6)]} = \frac{\text{drei}}{\text{sechs}};$$

$$\text{eins, so ist } \frac{n = n_1 + n_2 - 1}{v = v_1 + v_2 - 1} \text{ und } \frac{e = 2[n_1 + (n_2 - 1)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{\varepsilon = 3[v_1 + (v_2 - 1)] - 6 - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 6)]} = \frac{\text{eins}}{\text{drei}};$$

$$\text{zwei, so ist } \frac{n = n_1 + n_2 - 2}{v = v_1 + v_2 - 2} \text{ und } \frac{e = 2[n_1 + (n_2 - 2)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)]}{\varepsilon = 3[v_1 + (v_2 - 2)] - 6 - [(3v_1 - 6) + (3v_2 - 7)]} = \frac{\text{null}}{\text{eins}}.$$

Haben daher zwei in sich unverschiebliche $\frac{\text{in derselben Ebene liegende}}{\text{räumliche}}$ Scheiben mehr als $\frac{\text{einen}}{\text{zwei}}$ Knotenpunkte gemeinsam, so bilden sie zusammen ein in sich unverschiebliches $\frac{\text{ebenes}}{\text{räumliches}}$ Fachwerk.

β) Zwei nicht in derselben Ebene liegende, in sich unverschiebliche ebene Scheiben von n_1 bzw. n_2 Knotenpunkten können durch Hinzufügung von v neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk von v Knotenpunkten miteinander verbunden werden. Ist die Zahl der den beiden Scheiben gemeinsamen Knotenpunkte gleich

$$\text{null, so ist } v = n_1 + n_2 \text{ und } v = [3(n_1 + n_2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2;$$

$$\text{eins, so ist } v = n_1 + n_2 - 1 \text{ und } v = [3(n_1 + n_2 - 1) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2 - 3;$$

$$\text{zwei, so ist } v = n_1 + n_2 - 2 \text{ und } v = [3(n_1 + n_2 - 2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)] = n_1 + n_2 - 5.$$

B. Seiner Lage nach oder äußerlich unverschieblich ist das $\frac{\text{ebene}}{\text{räumliche}}$ Fachwerk, wenn die auf es in $\frac{\text{seiner eignen Ebene}}{\text{beliebigen Ebenen}}$ wirkenden äußeren Kräfte miteinander im Gleichgewicht sind.

Soll die Berechnung des $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerks mit Hilfe der $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ Gleichgewichtsbedingungen $\frac{\text{der Ebene}}{\text{des Raumes}}$ möglich sein, so dürfen die äußeren Kräfte bis auf $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ beliebig gewählt werden. In diesem Falle darf daher die An-

zahl $\frac{a}{\alpha}$ der zur Auflagerung des ebenen räumlichen Fachwerks dienenden unbekanntem, voneinander unabhängigen Stützdrücke höchstens $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ betragen.

Um voneinander unabhängig zu sein, dürfen diese $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ Stützdrücke (die man auch durch, das Fachwerk mit der festen Erde verbindende Auflagerstäbe ersetzen darf) sich weder in ein und demselben Punkt schneiden (insbesondere also auch nicht parallel sein) noch für sich ein Gleichgewichtssystem bilden.

a) Ein irgendwie gestütztes Fachwerk heißt ein Fachwerkträger; insbesondere nennt man ein in sich unverschiebliches Fachwerk

vollständig gestützt (äußerlich statisch bestimmt), wenn $\frac{a=3}{\alpha=6}$ ist;

unvollständig gestützt (äußerlich verschieblich), wenn $\frac{a < 3}{\alpha < 6}$ ist;

überevullständig gestützt (äußerlich statisch unbestimmt), wenn $\frac{a > 3}{\alpha > 6}$ ist.

b) Die Stützung der Fachwerke kann erfolgen durch:

α) Punktaufleger (Fig. 54): feste Auflager, bei denen weder Ebene noch Richtung noch Größe des Stützdrucks bekannt ist, daher drei Unbekannte (z. B. die 3 Seitenkräfte N , H_1 und H_2 in Fig. 54) auftreten. Das Punktaufleger kann durch drei nicht in derselben Ebene liegende Auflagerstäbe ersetzt werden, die das Fachwerk mit der festen Erde verbinden.

β) Linienauflager (Fig. 55): der Auflagerpunkt ist in einer Linie (ll in Fig. 55) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung) in die winkelrecht zu dieser Linie liegende Ebene fällt, während

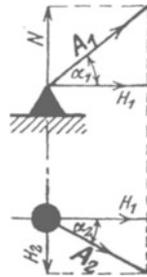


Fig. 54.

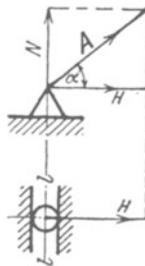


Fig. 55.



Fig. 56.

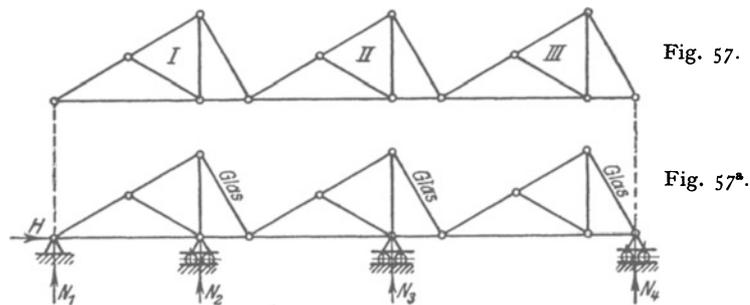
er der Richtung und Größe nach unbekannt bleibt, so daß zwei Unbekannte (z. B. die 2 Seitenkräfte N und H in Fig. 55) auftreten, die durch zwei in jener Ebene, aber nicht in derselben Geraden liegende Auflagerstäbe (Pendelpfeiler) ersetzt werden können.

γ) Flächenaufleger (Fig. 56): der Auflagerpunkt ist auf einer Ebene ($l_1 l_2$ in Fig. 56) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung) winkelrecht zu dieser Ebene wirkt und nur der Größe nach unbekannt bleibt, so daß nur eine Unbekannte (N in Fig. 56) auftritt die durch einen senkrecht zur Führungsebene stehenden Auflagerstab (Pendelstütze) ersetzt werden kann.

3. Ein Mangel in der äußeren Lage, d. i. eine unvollständige Stützung kann durch Ausbildung der inneren Form nicht ausgeglichen werden. Die Zahl der voneinander unabhängigen Stützdrücke muß daher

bei einem $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerk mindestens $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ betragen. Unvollständig gestützte Fachwerke sind für die Ausführung unbrauchbar.

4. Ein Mangel in der inneren Form, d. i. die innere Verschieblichkeit des Fachwerks kann dagegen durch übervollständige Stützung ausgeglichen werden. Man hat nur die zur inneren Unverschieblichkeit fehlenden $\frac{f=2n-3-z}{\varphi=3\nu-6-\zeta}$ Stücke durch $\frac{f+m}{\varphi+\mu}$ weitere, unter sich und von den $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ bereits vorhandenen unabhängige Stützdrücke zu ersetzen, so daß dann die Gesamtzahl der voneinander unabhängigen Stützdrücke $\frac{\alpha_1=f+3+m}{\alpha_1=\varphi+6+\mu}$ beträgt. Ist dabei $\frac{m=0}{\mu=0}$, so ist der entstandene Fachwerkträger statisch bestimmt, im anderen Falle $\frac{m}{\mu}$ fach statisch unbestimmt.



Das ebene Fachwerk Fig. 57 besteht aus den 3 ebenen Scheiben I, II und III, von denen I und II sowie II und III je einen Knotenpunkt gemeinsam haben; es fehlen daher $e=2 \times 1=2$ Stücke, so daß der Grad der inneren Verschieblichkeit des erwei-

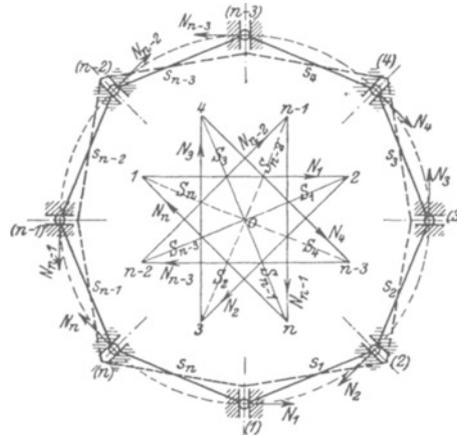


Fig. 58 und 58a.

terten Fachwerks $f=2$ ist; durch Hinzufügung der $f+3=5$ Stützdrücke H, N_1 bis N_4 geht das Fachwerk in den in sich unverschieblichen statisch bestimmten Fachwerkträger (Gerberträger) Fig. 57a über.

Das räumliche Fachwerk Fig. 53 hat den inneren Verschieblichkeitsgrad $\varphi=2n-6$; durch Hinzufügung der $\varphi+6=2n$ Stützdrücke N_1 bis N_n und H_1 bis H_n geht es

in den in sich unverschieblichen räumlichen statisch bestimmten Fachwerkträger (Schwedlerkuppel) Fig. 76 über.

Damit die a_1 Stützdrücke voneinander unabhängig sind, dürfen sie sich nicht in ein und demselben Punkt schneiden (insbesondere also auch nicht alle parallel sein), weil sonst jede äußere Last das Fachwerk um diesen Schnittpunkt (der bei lauter parallelen Stützdrücken unendlich fern liegt) drehen würde; sie dürfen aber auch kein inneres Gleichgewichtssystem bilden; das tritt dann ein, wenn sich beim Fehlen äußerer Lasten und bei Annahme eines beliebigen der a_1 Stützdrücke alle übrigen Stützdrücke und Stabkräfte aus den $\frac{\text{drei}}{\text{sechs}}$ Gleichgewichtsbedingungen $\frac{\text{der Ebene}}{\text{des Raumes}}$ berechnen lassen. Für den n -eckigen regelmäßigen Gelenkring von gerader Seitenzahl (Fig. 58) ist beispielsweise $f = n - 3$, daher bei Voraussetzung der statischen Bestimmtheit $a_1 = f + 3 = n$; läßt man diese n Stützdrücke N_1 bis N_n tangential zum Umkreis wirken, so daß also die Knotenpunkte radial verschieblich geführt sind, und nimmt etwa N_1 beliebig an, so ergibt der Kräfteplan (Fig 58*) die letzte Seite $1n$ parallel zu N_n , so daß die n Stützdrücke ein geschlossenes Kräfteviereck, also ein Gleichgewichtssystem bilden¹⁾; der Gelenkring ist daher auch jetzt noch in sich verschieblich; man kann die ungeraden Knotenpunkte radial um ein kleines Maß nach innen, die geraden um dasselbe Maß nach außen verschieben, wie es in Fig. 58 gestrichelt angedeutet ist. Gleichzeitig folgt daraus die Verschieblichkeit des in Fig. 59 dargestellten statisch bestimmten Raumbachwerks, das aus 2 wagerechten regelmäßigen n -Ecken von gerader Seitenanzahl und $2n$ Dreiecken gebildet wird ($\varphi = 2n - 6$, $\alpha_1 = \varphi + 6 = 2n$); denn beim Fehlen äußerer Lasten in den oberen Knotenpunkten müssen im Falle des Gleichgewichts je 2 in diesen Knotenpunkten zusammentreffende Diagonalen eine zur gegenüberliegenden unteren Vieleckseite parallele, wagerechte (in Fig. 59^b gestrichelte) Resultierende ergeben; das obere

Fig. 59^a.

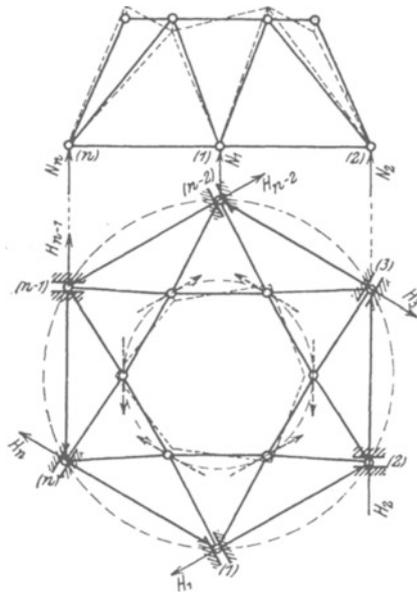


Fig. 59^b.

und $2n$ Dreiecken gebildet wird ($\varphi = 2n - 6$, $\alpha_1 = \varphi + 6 = 2n$); denn beim Fehlen äußerer Lasten in den oberen Knotenpunkten müssen im Falle des Gleichgewichts je 2 in diesen Knotenpunkten zusammentreffende Diagonalen eine zur gegenüberliegenden unteren Vieleckseite parallele, wagerechte (in Fig. 59^b gestrichelte) Resultierende ergeben; das obere

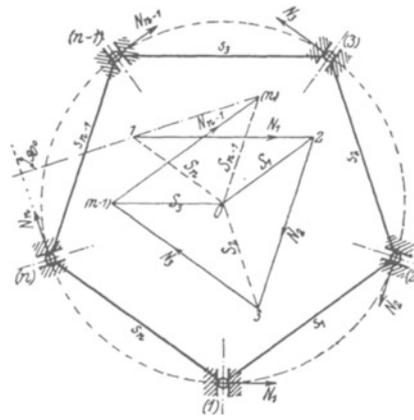


Fig. 60 und 60^a.

n -Eck ist daher nach Fig. 58 gestützt und daher in sich verschieblich; seine Knotenpunkte können sich im Grundriß radial verschieben, indem sie sich zugleich im Aufriß um die gegenüberliegenden Seiten des unteren n -Ecks drehen. Bei ungerader Seitenanzahl (Fig. 60) bilden die tangential zum Umkreis angeordneten Stützdrücke kein inneres Gleichgewichtssystem, wie der Kräfteplan Fig. 60 zeigt; die letzte Seite $1n$ wird nicht parallel, sondern rechtwinklig zur Richtung von N_n .

¹⁾ Die Seiten s_1 bis s_n bilden das geschlossene Seileck, dessen Pol der Punkt o in Fig. 58^a ist.

5. Die für die Anwendung wichtigsten ebenen Fachwerke werden durch Aneinanderreihung einzelner Dreiecke derart gebildet, daß jedes folgende Dreieck mit dem vorhergehenden eine Seite, also zwei Ecken gemeinsam hat. Ein solches Fachwerk bildet geometrisch ein Vieleck, dessen Umfangsseiten die Gurtstäbe oder Gurtungen (Ober- und Untergurt) und dessen Diagonalen die Zwischen- oder Füllungsstäbe (Schrägstäbe, Streben oder

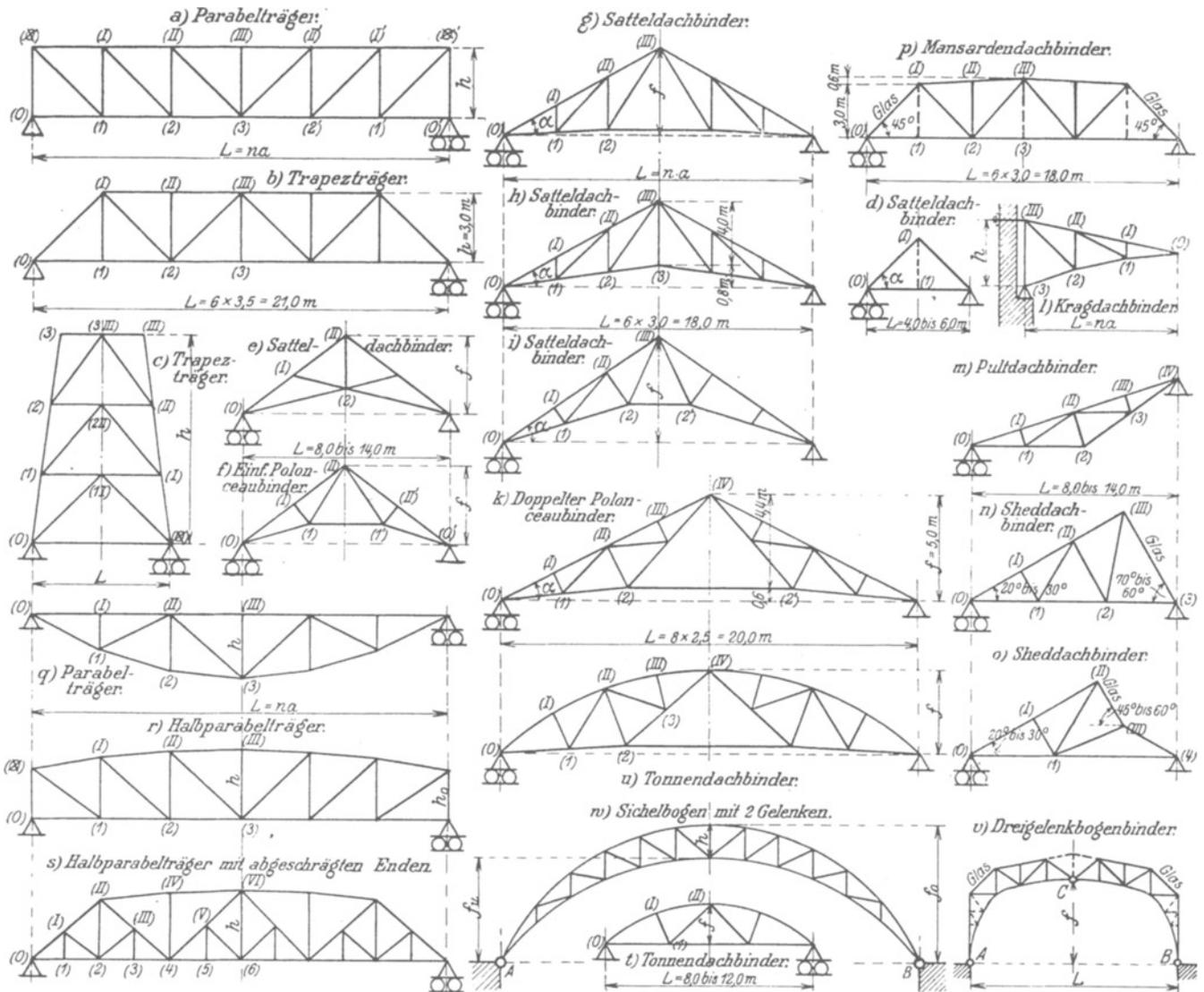


Fig. 61.

Diagonalen — Senkrechte, Vertikale, Pfosten oder Ständer — Wagerechte, Horizontale oder Riegel) heißen. Die wichtigsten ebenen Fachwerkträger sind:

a) **Parallel- und Trapezträger** (Fig. 61^a—61^c): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Parallelogramms oder Trapezes.

b) **Dreieck- und Binderträger** (Fig. 61^d—61^p): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Sattel-, Pult-, Shed-, Mansarden- oder Kniestockdachs.

c) **Kreis-, Parabel- und Ellipsenträger** (Fig. 61^q—61^u): die Knotenpunkte einer oder auch beider Gurtungen liegen auf einer Kreis- oder Korbogelinie, Parabel oder Ellipse.

Die Auflagerung dieser äußerlich statisch bestimmten Träger erfolgt in der Regel durch ein Linien- und ein Flächenaufleger mit insgesamt $2 + 1 = 3$ Stützdrücken; so lange man nur die äußere Verschieblichkeit des Fachwerks in seiner eigenen Ebene betrachtet, darf man ersteres das feste, letzteres das bewegliche Auflager nennen. Senkrecht zur Fachwerkebene setzen diese 3 Stützdrücke einer Verschiebung des ganzen Trägers keinen Widerstand entgegen.

d) **Bogenfachwerkträger** (Fig. 61^v—61^w): ersetzt man in den Fig. 29 und 31 den vollwandigen Bogen AB bzw. in den Fig. 30 und 32 die beiden Bogenteile AC und CB durch in sich unverschiebliche ebene Scheiben, so erhält man die Bogenfachwerkträger ohne, mit einem, zwei und drei Gelenken.

Will man die Auflager (Widerlager) der Bogenträger vom Horizontalschub befreien, so kann man eins der Linienauflager in Fig. 61^v und 61^w, z. B. B , in ein Flächenaufleger verwandeln und zur Aufnahme des Schubs den Stab AB neu einziehen; man erhält dann Bogenträger mit aufgehobenem Horizontalschub.

6. Die für die Anwendung wichtigsten **räumlichen** Fachwerkträger bestehen aus zwei parallelen Vielecken, den beiden Grundfachwerken, und den diese verbindenden Mantelfachwerken von Dreieck-, Rechteck- oder Trapezform. Artet eins der beiden Grundfachwerke in

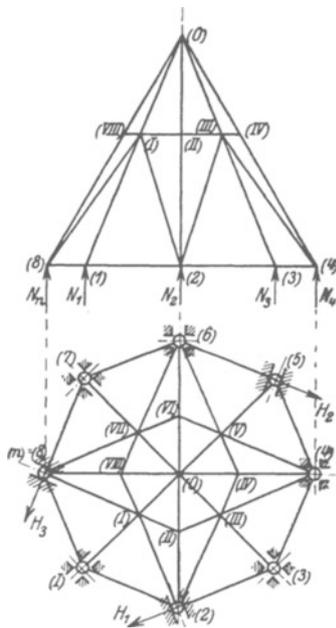


Fig. 62.

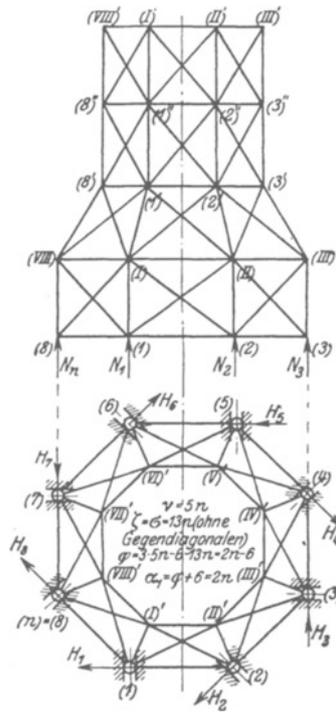


Fig. 63.

einen einzigen Knotenpunkt aus (Fig. 62), so heißt das Raumfachwerk ein geschlossenes, sonst ein offenes. Ein solches Fachwerk bildet geometrisch ein Polyeder, dessen Kanten die Schnittlinien der ebenen Fachwerke sind, die räumlichen Knotenpunkte enthalten und, wenn sie parallel zur Ebene der Grundfachwerke liegen, Ringstäbe, sonst aber Meridian- oder Rippenstäbe heißen; alle übrigen Stäbe werden als Diagonalen bezeichnet. Liegen Ringstäbe nur in den beiden Grundfachwerken (Fig. 78 und 79), so ist das Raum-

fachwerk ein eingeschossiges, im Gegenfalle ein mehrgeschossiges. Die wichtigsten Raumfachwerkträger sind:

a) **Prismen- und Pyramidenfachwerkträger** (Turmfachwerke, Pfeiler, Zeldächer, Fig. 62—63): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche eines Prismas oder einer Pyramide.

Für Fig. 62 ist $\nu = 2n + 1$; $\zeta = \sigma = n + 2n + n + n = 5n$; daher $\varphi = 3(2n + 1) - 6 - 5n = n - 3$ und $\alpha_1 = \varphi + 6 = n + 3$; angeordnet sind 3 Linienauflager und $n - 3$ Flächenaflager mit $3 \cdot 2 + (n - 3) \cdot 1 = n + 3$ Stützdrücken (n senkrechte N_1 bis N_n und 3 wagerechte H_1 bis H_3).

Die in der Anwendung häufigsten Prismen- und Pyramidenfachwerke entstehen durch Verbindung von 2 in sich unverschieblichen ebenen Fachwerken von je n Knotenpunkten (ABA_1B_1 und CDC_1D_1 in Fig. 64) zu einem in sich unverschieblichen Fachwerk von $\nu = 2n$ Knotenpunkten durch Hinzufügung von $2n$ unter sich und von den vorhandenen unabhängigen neuen Stäben. Die beiden ebenen Fachwerke sollen in erster Linie die senkrechten Lasten aufnehmen und heißen die Hauptträger, die $2n$ neuen Stäbe aber dienen hauptsächlich zur Aufnahme der wagerechten Lasten und heißen Verbände, und zwar die in den Ebenen der Hauptträgergurtungen liegenden

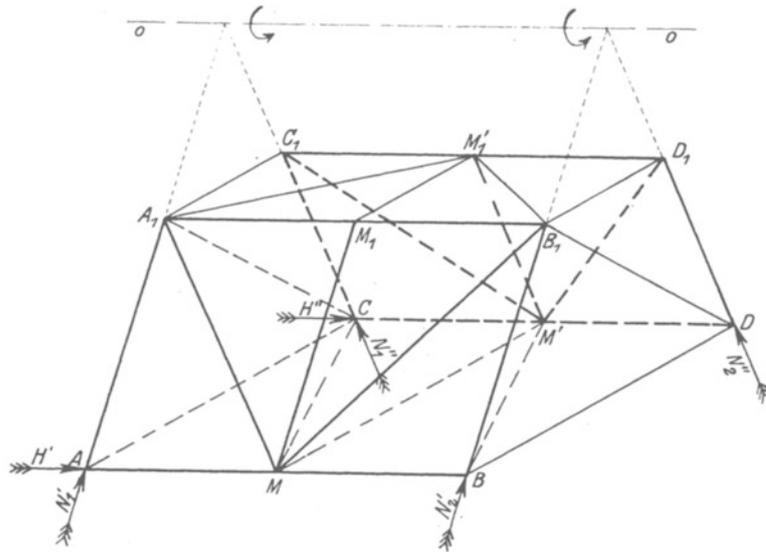


Fig. 64.

die wagerechten oder Windverbände ($ABCD$ und $A_1B_1C_1D_1$ in Fig. 64), die in den Ebenen der Füllungsstäbe liegenden aber die senkrechten oder Querverbände (ACA_1C_1 und BDB_1D_1 in Fig. 64). War jedes der beiden ebenen Fachwerke durch ein Linien- und ein Flächenaflager, insgesamt also durch 3 Auflagerdrücke (N_1 , N_2 und H in Fig. 64) vollständig gestützt, so besitzt das entstandene Raumfachwerk zwar $2 \times 3 = 6$ Stützdrücke; da aber je 3 dieser Stützdrücke und daher auch ihre Resultierende in ein und derselben Ebene (N_1', N_2', H' in der Ebene ABA_1B_1 und N_1'', N_2'', H'' in der Ebene CDC_1D_1) liegen, so schneiden beide Resultierende die Schnittlinie $o-o$ der beiden Fachwerkebenen (die bei parallelen Ebenen unendlich fern liegt); jede diese Linie nicht schneidende äußere Last würde daher das Raumfachwerk um die Achse $o-o$ drehen;

um das zu verhindern, ist es erforderlich, eins der Auflager A oder C als Punktauflager auszubilden; da dadurch aber die Zahl der Stützdrücke auf $6 + 1 = 7$ steigt, wird das Raumbachwerk einfach äußerlich statisch unbestimmt. Man könnte die statische Bestimmtheit dadurch wiederherstellen, daß man das Fachwerk in sich verschieblich vom ersten Grad ausbildet, indem man die beiden Diagonalen A_1C und B_1D in den Ebenen der Endvertikalen durch die eine Diagonale $M'M_1$ in der Ebene der Mittelvertikalen ersetzt, verzichtet aber meist darauf, weil die praktische Erfahrung die Vernachlässigung der äußerlichen statischen Unbestimmtheit als zulässig erwiesen hat. In der Regel geht man noch weiter und schreibt dem Raumbachwerk 8 Stützdrücke nach Fig. 65 vor, indem man das Flächenaufleger B in ein Linienauflager verwandelt. Bei einer Länge des Stabes AC von nicht mehr als etwa 6 m, bei der die Änderungen durch Temperaturschwankungen nur unwesentlich sind, wählt man meist sogar 10 Stützdrücke nach Fig. 66, indem man C in ein Punkt- und D in ein Linienauflager verwandelt; man dürfte jetzt die Stäbe AC und BD fortlassen, behält sie aber meistens aus konstruktiven Gründen bei.

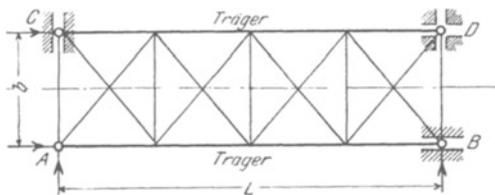


Fig. 65.

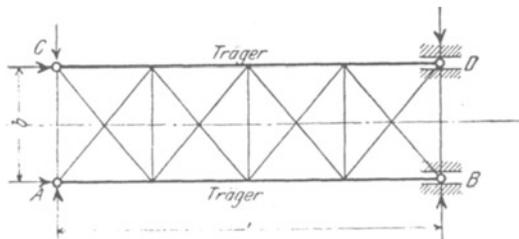


Fig. 66.

Für die Anordnung der $2n$ neu hinzukommenden Stäbe stehen zwei Wege offen:

α) Anordnung von zwei Windverbänden in den Ebenen der Gurtungen und zwei Querverbänden in den Ebenen der Endfüllungsstäbe (Fig. 67).

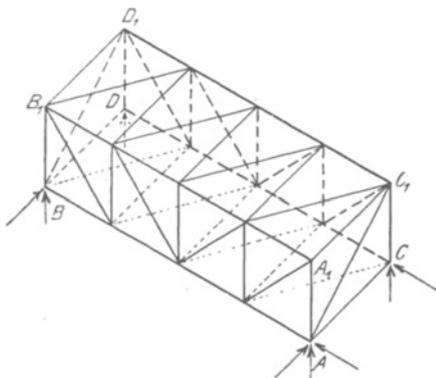


Fig. 67.

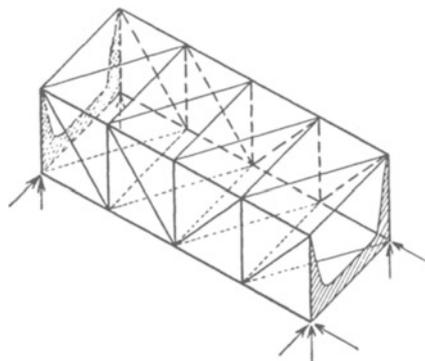


Fig. 68.

Der in der Auflagerebene liegende Windverband $ABCD$ überträgt die auf ihn wirkenden wagerechten Kräfte unmittelbar, der andere $A_1B_1C_1D_1$ durch die beiden Querverbände ACA_1C_1 und BDB_1D_1 auf die Stützpunkte. Muß der Raum zwischen den Hauptträgern zur Durchfahrt frei bleiben, so werden die beiden Stäbe AC_1 und BD_1 der Querverbände durch zwei Winkel, d. h.

durch biegungsfeste Ausbildung der Knotenpunkte A und B (oder C und D) in der Ebene der Füllungsstäbe ersetzt. Aus Symmetriegründen werden aber in der Regel entweder die beiden unteren Punkte A, C und B, D (Fig. 68) oder aber die beiden oberen Punkte A_1, C_1 und B_1, D_1 (Fig. 70) oder aber endlich die oberen und die unteren Punkte (Fig. 69) biegungsfest (Fig. 68 und 69) oder als ebene Scheiben (Fig. 70) ausgebildet.

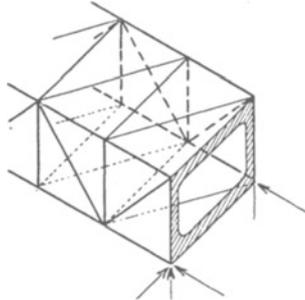


Fig. 69.

Bei Trägern mit abgeschragten Enden (ohne Endvertikalen) sowie bei Trägern mit gekrümmtem Obergurt kann der obere Windverband nicht bis zur Senkrechten durch die Auflagerpunkte durchgeführt werden; die biegungsfesten Querrahmen oder Portale liegen dann in der schrägen Enddiagonalebene (Fig. 70) oder in der Ebene einer Zwischenvertikalen (Fig. 71).

β) Anordnung eines Windverbands in der Ebene der oberen (Fig. 72) oder der unteren (Fig. 73) Hauptträgergurtungen und Querverbände in allen Vertikalebene. Muß der Raum zwischen den Hauptträgern zur Durchfahrt frei bleiben, so besteht jedes der Querverbandvierecke nur aus 3 Seiten (Fig. 73), hat also den Verschieblichkeitsgrad $f = 2 \cdot 4 - 3 - 3 = 2$,

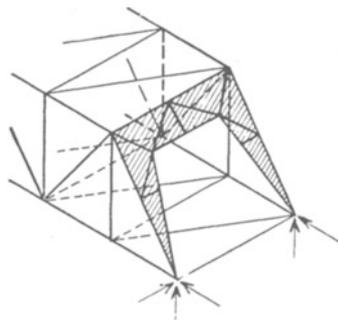


Fig. 70.

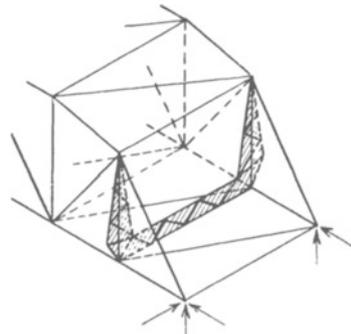


Fig. 71.

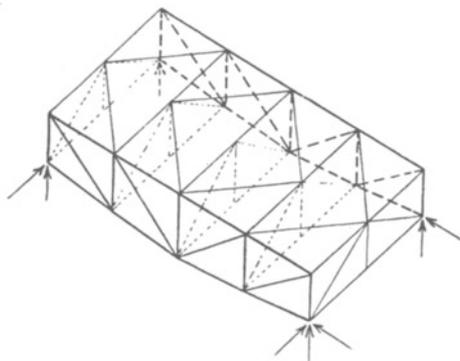


Fig. 72.

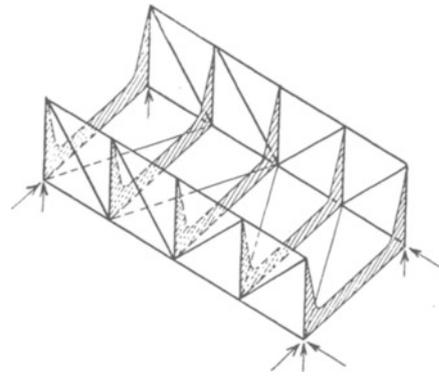


Fig. 73.

so daß 2 Knotenpunkte in der Ebene des Vierecks biegungsfest ausgebildet werden müssen; der Querverband bildet dann einen offenen Halbrahmen.

Wird an ein aus 2 Hauptträgern von je n Knotenpunkten durch Wind- und Querverbände gebildetes Raumbachwerk ein neuer Hauptträger von n Knotenpunkten durch n neue, unter sich und von den vorhandenen unabhängige Stäbe angeschlossen, so hat

das entstehende neue, erweiterte Raumfachwerk $\nu = 3n$ Knotenpunkte und $\zeta = \sigma = 3(2n-3) + 2n + n = 9n - 9$ Stäbe, daher den inneren Verschieblichkeitsgrad $\varphi = 3 \cdot 3n - 6 - (9n - 9) = 3$, der aber durch die übervollständige Stützung durch die 3 Stützdrücke des neu hinzukommenden Hauptträgers ausgeglichen wird.

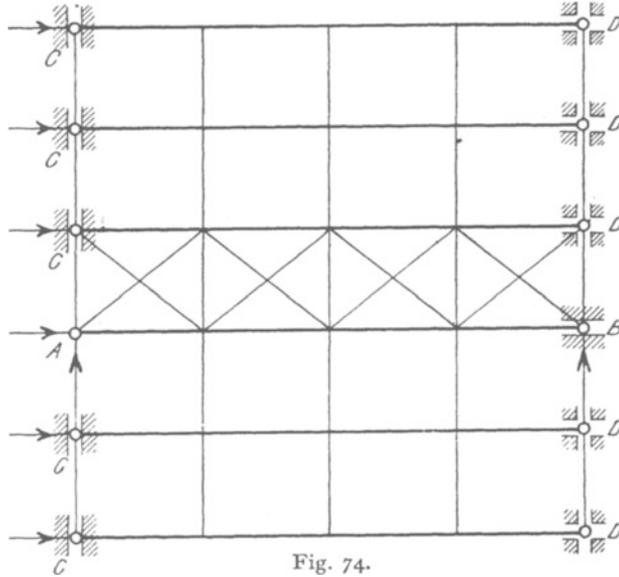


Fig. 74.

temperaturschwankungen in diesen n neuen Verbindungsstäben bewegliche Gelenke (g in Fig. 75) an, so müssen an jeder Seite eines solchen mit Gelenken versehenen Feldes je 2 Hauptträger durch Wind- und Querverbände zu einem in sich unverschieblichen

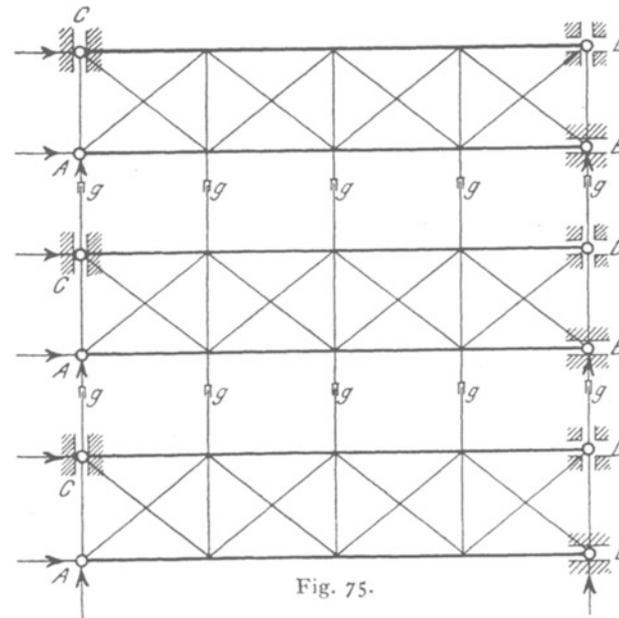


Fig. 75.

in sich unverschieblichen Raumfachwerk miteinander verbunden werden. Ordnet man aber wegen der Längenänderungen bei Temperatur

b) Kuppelfachwerkträger (Fig. 76—79): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche einer Kugel. Man unterscheidet:

α) Schwedlerkuppeln (Fig. 76): die Grundfachwerke („Ringe“) sind parallele, gleichliegende meist regelmäßige Vielecke von gleicher Seitenanzahl, die Mantelfachwerke aber Trapeze (bzw. bei lotrecht stehenden Geschossen Rechtecke).

Für die Kuppel Fig. 76 ist $\varphi = 2n - 6$, daher

$\alpha_1 = \varphi + 6 = 2n$. Wird die Kuppel durch die in Fig. 76 gestrichelten Stäbe (senkrechter Laternenaufsatz mit Zeltdachabdeckung) geschlossen, so treten $n + 1$ neue Knotenpunkte und $2n + n + n = 4n$ neue Stäbe hinzu, so daß $\varphi' = \varphi + 3(n + 1) - 4n = n - 3$, folglich $\alpha_1' = \varphi' + 6 = n + 3$ wird; es sind dann in Fig. 76 nur noch 3 Linienaufleger und $n - 3$ Flächenaufleger erforderlich; läßt man aber die n Linienaufleger mit

ihren $2n$ Stützdrücken bestehen, so wird die Kuppel $\mu = 2n - (n + 3) = (n - 3)$ fach äußerlich statisch unbestimmt.

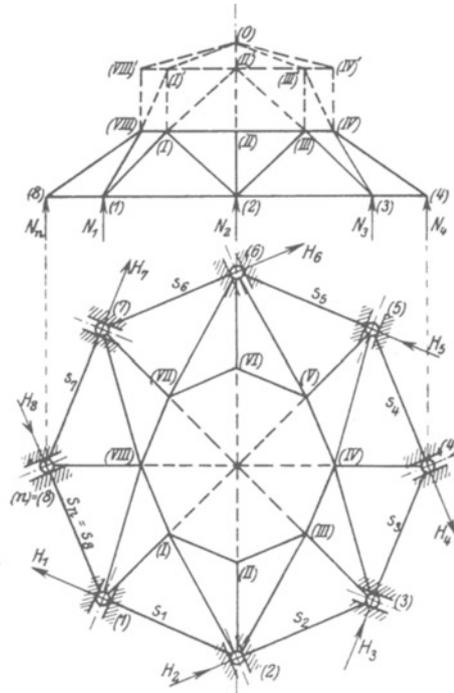


Fig. 76.

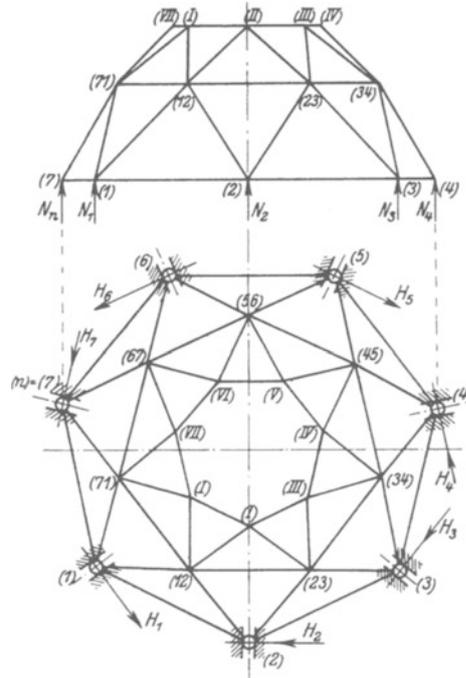


Fig. 77.

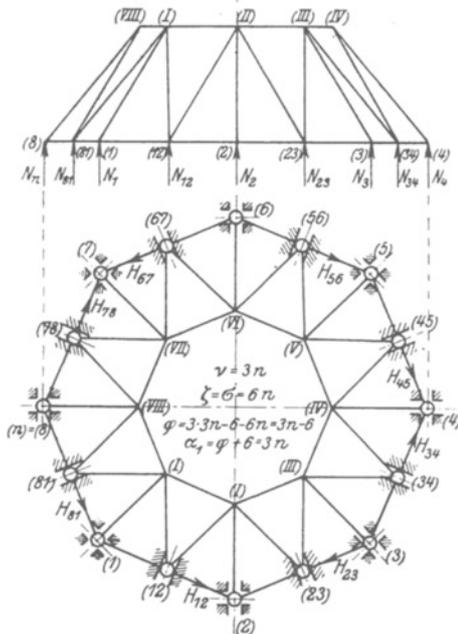


Fig. 78.

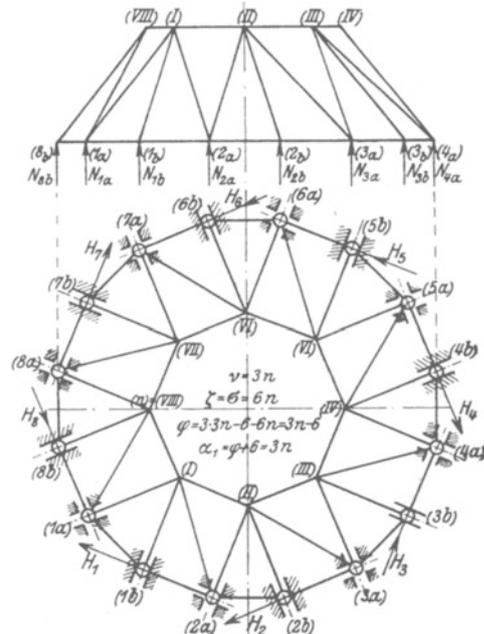


Fig. 79.

Läßt man in Fig. 76 die n Seiten s_1 bis s_n des unteren Grundfachwerks fort, so müssen die n Linienauflager mit $2n$ Stützdrücken durch n Punktauflager mit $3n$ Stützdrücken ersetzt werden.

β) Netzwerkkuppeln (Fig. 77): Schwedlerkuppeln, bei denen jeder zweite Ring gegen den vorhergehenden gedreht ist, so daß die Mantelfachwerke in Dreiecke übergehen.

Netzwerkkuppeln dürfen nicht über regelmäßigen Vielecken von gerader Seitenanzahl errichtet werden, vgl. Fig. 59.

γ) Scheibenkuppeln (Fig. 78): Schwedlerkuppeln, bei denen nicht nur die Ecken des unteren Grundfachwerks, sondern auch die Mittelpunkte seiner Seiten als Stützpunkte ausgebildet sind, so daß die Mantelfachwerke in Dreiecke übergehen.

An Stelle der n Linienauflager der Fig. 76 treten hier n Linien- und n Flächenauflager mit insgesamt $2n + n = 3n$ Stützdrücken; mit $\nu = n + 2n = 3n$ und $\zeta = \sigma = n + 3n + 2n = 6n$ wird $\varphi = 3 \cdot 3n - 6 - 6n = 3n - 6$, daher in der Tat $\alpha_1 = \varphi + 6 = 3n$. Daß von den Mantelfachdreiecken hier je 3 in dieselbe Ebene fallen, liegt an der besonderen Wahl der Zwischenpunkte auf den Seiten des unteren Grundfachwerks; es steht nichts im Wege, diese Punkte auch außerhalb dieser Seiten zu wählen; die Seiten selbst gehen dann in geknickte Linien über.

δ) Zimmermannsche Kuppeln (Fig. 79): Schwedlerkuppeln, bei denen die Ecken des unteren Grundfachwerks abgeschrägt sind, so daß dieses doppelt soviel Knotenpunkte wie das obere erhält und die Mantelfachwerke abwechselnd Dreiecke und Trapeze (bzw. auch Rechtecke) sind.

Die Ecken des unteren Grundfachwerks sind wie in Fig. 78 abwechselnd in Linien- und Flächenauflagern geführt; auch hier ist $\nu = 3n$, $\zeta = \sigma = 6n$, $\varphi = 3n - 6$, daher $\alpha_1 = \varphi + 6 = 3n$.

1. Berechnung der Stabkräfte.

Zur Berechnung eines Fachwerkträgers müssen dieselben Größen L , b , p , Q , P_1 , P_2 , . . . gegeben sein wie bei einem vollwandigen Träger. Aus diesen Werten berechnet man die auf die einzelnen Knotenpunkte entfallenden „Knotenlasten“; greift irgendeine Last zwischen zwei Knotenpunkten an, so wird sie nach dem Hebelgesetz auf diese beiden Punkte verteilt. Aus den Knotenlasten bestimmt man die Stützdrücke und darauf die Spannkraft sämtlicher Stäbe (die „Stabkräfte“) entweder rechnerisch oder zeichnerisch.

Greifen bei einem reinen Fachwerk die äußeren Kräfte nur in den Knotenpunkten an, so entsteht in jedem Stab entweder nur eine Zug- oder eine Druckkraft; greifen aber auch zwischen zwei Knotenpunkten Kräfte an, so tritt zu der Zug- oder Druckkraft des zwischen ihnen liegenden Stabes noch ein Biegemoment, das bei der Festsetzung der Querschnittsabmessungen zu berücksichtigen ist.

Außer durch die äußeren Lasten kann aber in einem Stabe auch durch die Stabkraft S selbst ein Biegemoment hervorgerufen werden, wenn nämlich der Stab in der Ausführung gekrümmt wird (Fig. 80).

Ist f die Pfeilhöhe der Krümmung, so ist das größte auftretende Moment $M = \pm S f$, wobei das Pluszeichen einer Zug-, das Minuszeichen einer Druckkraft S entspricht.

Geht ein durch die äußeren Lasten oder durch die Stabkrümmung oder durch beide Ursachen auf Biegung beanspruchter Stab über mehr als 2 Fachweiten ununterbrochen durch, so darf man bei der Querschnittsbestimmung die berechneten Momente mit ihrem 0,8fachen Wert in Rechnung stellen.

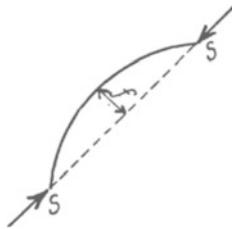


Fig. 80.

2. Berechnung der Auflagerung im Mauerwerk.

Für Spannweiten bis etwa 20 m wird für die Fachwerkträger dieselbe Auflagerung wie für die vollwandigen Träger gewählt; über diese Spannweite hinaus werden Kipp- und Rollenlager verwendet, deren Berechnung an Hand ihrer konstruktiven Ausbildung unter B II erledigt wird.

B. Konstruktion der Träger.

I. Vollwandige Träger.

Die Träger werden als auf Biegung beanspruchte Konstruktionsteile mit Rücksicht auf die größere Festigkeit des Flußeisens durchweg aus diesem Material hergestellt.

Nur in den Fällen, wo nicht die günstige Materialausnutzung, sondern die leichte und billige Formgebung ausschlaggebend ist (z. B. bei Auflagerplatten, Trägerzwischenstücken) wird Gußeisen bzw. Stahlformguß verwendet.

Bei jedem Träger treten durch die Belastung entweder im oberen oder im unteren Querschnittteil Druckspannungen auf. Mit diesen Druckspannungen ist aber stets die Gefahr des Ausknickens des gedrückten

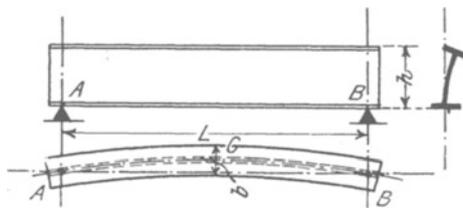


Fig. 81.

Teils verbunden, derart, daß die ursprünglich gerade Achse AB (Fig. 81) im Grundriß die gekrümmte Lage ACB anzunehmen strebt. Diese Gefahr ist um so größer, je kleiner die Trägerbreite b im Verhältnis zur Spannweite L und Höhe h ist. Bei keinem Träger — ob vollwandig, ob fachwerkförmig gegliedert — darf diese Knickgefahr des „Druck-

gurts“ außer acht gelassen werden; und wenn der Träger nicht schon durch die gesamte Konstruktionsanordnung selbst gegen seitliches Ausweichen gesichert ist (z. B. die Deckenträger durch die Deckenbalken bzw. Deckenfüllung die Dachbinder durch Pfetten und Windverband, die Brückenträger durch Quer- und Windverbände), sind stets besondere Vorkehrungen gegen das Ausknicken des Druckgurts zu treffen.

1. Querschnittsformen.

Soll eine Querschnittsform wirtschaftlich zur Verwendung als Träger sein, so muß einmal die Schwerachse in der Mitte der Höhe liegen; denn da für Flußeisen die zulässigen Beanspruchungen auf Zug und Druck gleich groß sind, so sollen auch die tatsächlich auftretenden größten Zug- und Druckspannungen gleich groß sein; dann aber die Hauptmasse der Flächenteile möglichst weit von der Schwerachse entfernt liegen, damit das Trägheitsmoment und damit das Widerstandsmoment möglichst groß wird.

Beide Bedingungen erfüllt der I-förmige Querschnitt.

Beispielsweise hat das Flußeisen $300/44$ bei $103,6 \text{ kg/m}$ Gewicht ein Widerstandsmoment $\frac{1}{8} \cdot 4,4 \cdot 30,0^2 = 660 \text{ cm}^3$, während das gleich tragfähige I-NP. 30 nur $54,5 \text{ kg/m}$ wiegt.

a) **Gewalzte Träger.** Von den Walzprofilen werden als Träger die H -, L - und Z -Eisen, bei Decken und Dachkonstruktionen auch die \wedge -Eisen verwendet.

Eine Verstärkung der gewalzten Träger kann erzielt werden durch:

α) auf- und untergelegte Flacheisen (Gurtplatten oder Lamellen, Fig. 82). Abgesehen von der Schwierigkeit der Nietung in den nur schmalen Flanschen der H -Eisen, hat diese Anordnung den Nachteil, daß die Flanschen durch die Nietlöcher, die bei der Berechnung des Widerstandsmoments in Abzug gebracht werden müssen, eine beträchtliche Verschwächung erfahren; sie wird daher nur ausnahmsweise verwendet.

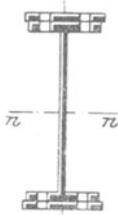


Fig. 82.

Die horizontale Scherkraft H (Fig. 83) für den Nietabstand t berechnet sich nach Gl. 14 zu $H = \xi t = V \frac{S}{J} t$; da diese Kraft durch den Scherwiderstand der beiden hintereinander sitzenden Niete vom Durchmesser d aufgenommen werden muß, ist auch $H = 2 \left(\frac{\pi d^2}{4} \right) k_s$; daraus ergibt sich die Nietteilung zu

$$24) \quad t = 2 \frac{\left(\frac{\pi d^2}{4} \right) k_s J}{V},$$

wobei J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts, S das statische Moment der an einen Flansch angeschlossenen Lamellen (beide ohne Nietverschwächung) bedeutet (Beispiel vgl. Aufg. 73). Die Scherkraft V nimmt ihren größten Wert $V_{max} = N$ am Auflager an; die hier erforderliche kleinste Nietteilung t_{min} kann der Abnahme der Scherkraft entsprechend allmählich vergrößert werden, darf aber das Maß

$$25) \quad t_{max} = \begin{array}{l} 6d \text{ bis } 8d \text{ für den Druckgurt} \\ 8d \text{ bis } 10d \text{ für den Zuggurt} \end{array}$$

nicht überschreiten.

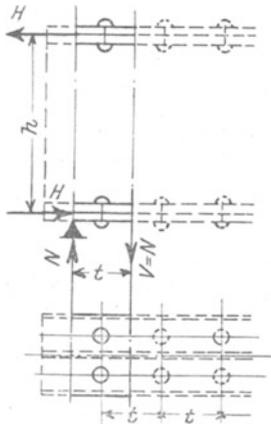


Fig. 83.

β) Verdoppelung bzw. Vervielfachung der Träger (Fig. 84). Um hierbei die nebeneinanderliegenden Träger in der gleichen Höhenlage zu erhalten, was zur Erzielung einer gleichmäßigen Lastverteilung erforderlich ist, müssen sie in 1,5 bis 2,5 m Entfernung, vor allem aber da, wo größere Einzellasten wirken (insbesondere also stets an den Auflagerstellen), miteinander verbunden werden.

Bei Trägern von geringer Höhe, wie sie besonders zur Überdeckung von Maueröffnungen dienen, erfolgt die Verbindung durch Schraubenbolzen mit übergeschobenem Gasrohrstück (Fig. 85) oder besser mit eingeschaltetem L -Eisenstück (Fig. 86).

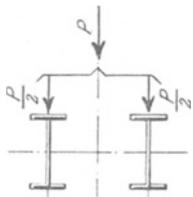


Fig. 84.

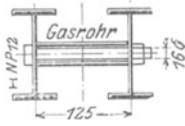


Fig. 85.

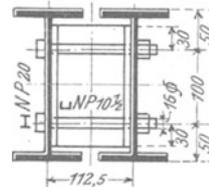


Fig. 86.

Bei größerer Trägerhöhe sind dagegen stets besondere Zwischenstücke aus Gußeisen anzuordnen (Fig. 87), die sich ringsum an die Träger anlegen

und durch ihren Biegungswiderstand eine Höhenverschiebung des einen Trägers gegen den anderen verhindern; bis etwa 40 cm Trägerhöhe werden dabei 2, darüber hinaus 3 Verbindungsschrauben eingesetzt.

Der Schraubendurchmesser d wird bis etwa 30 cm Höhe zu 20 mm, bis etwa 40 cm Höhe zu 23 mm, darüber hinaus zu 26 mm, die Breite des Zwischenstücks zu $b \geq 3d$, seine Stärke zu $\delta = 0,6d$ gewählt.

Gestattet der Zwischenraum zwischen den Trägern das Nieten, so können auch genietete „Querverbindungen“ angeordnet werden; eine solche ist in

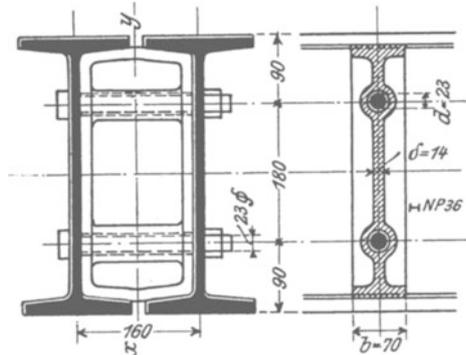


Fig. 87.

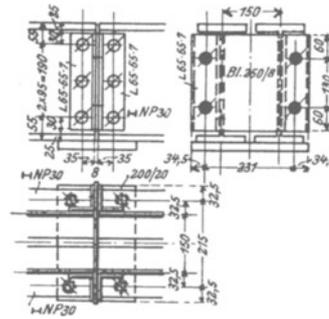


Fig. 88.

Fig. 88 für die über einem Auflagerpunkt liegende Stoßstelle eines Doppelträgers dargestellt: an den Trägerenden sind Winkleisen angenietet, zwischen die ein Querblech eingeschaltet und angeschraubt ist.

b) Genietete Träger. Ergibt die Rechnung ein Walzprofil von mehr als etwa 40 cm Höhe, so ist in vielen Fällen die Verwendung zusammengenieteter H-Profile, der „Blechträger“ vorteilhafter, die aus einem senkrechten,

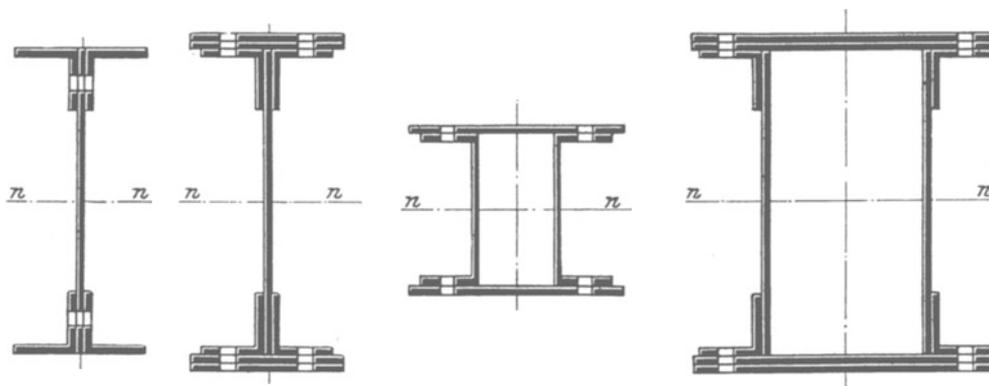


Fig. 89^a.

Fig. 89^b.

Fig. 91.

oben und unten durch je 2 gleichschenklige oder ungleichschenklige „Gurtwinkel“ gesäumten „Stehblech“ (Fig. 89^a) und meist Lamellen (Fig. 89^b) bestehen. Erfordert dabei die Übertragung der Last eine breite Auflagerfläche (z. B. bei der Überdeckung von Maueröffnungen), so verwendet man die Kastenträger, die aus L-Eisen und Lamellen (Fig. 90) oder aber meist aus Stehblechen, Gurtwinkeln und Lamellen (Fig. 91) bestehen.

Hätte z. B. die Rechnung ein erforderliches Widerstandsmoment $W = 7200 \text{ cm}^3$ ergeben, so würden 2 H NP. 55 mit $W = 2 \cdot 3600 = 7200 \text{ cm}^3$ und einem Gewicht $g = 2 \cdot 166,4 = 332,8 \text{ kg/m}$ genügen; demselben Widerstandsmoment entspricht der Blechträger Fig. 104 $\left(\frac{900}{12} + 4 \cdot \sqrt{120 \cdot 11} + 2 \cdot \frac{260}{12}\right)$, mit einem Gewicht von nur 213 kg/m; er hat aber dafür den Nachteil der größeren Konstruktionshöhe (924 gegen 550 mm) und vor allem den der erheblich kostspieligeren Herstellung in der Werkstatt. Ob der Minderaufwand an Gewicht oder aber der Mehraufwand für die Werkstattarbeit ausschlaggebend ist, kann nur von Fall zu Fall an Hand der Material- und Arbeitslohnkosten entschieden werden.

Ein weiterer Vorteil der genieteten Träger gegenüber den gewalzten liegt darin, daß man den Querschnitt entsprechend der Abnahme der größten Biegemomente verkleinern kann, sei es durch die (nur selten ausgeführte)

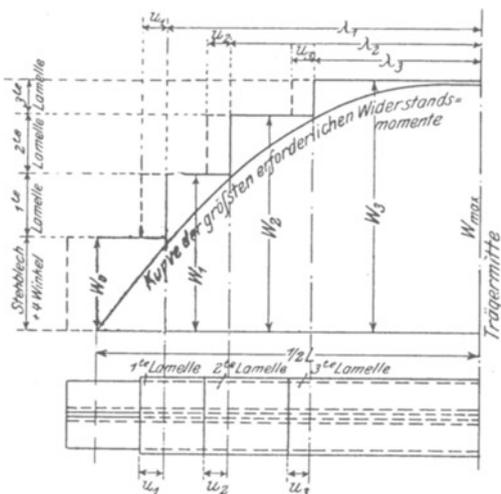


Fig. 92.

Verringerung der Stehblechhöhe, sei es durch Fortlassen der Lamellen. Aus der in Fig. 36 dargestellten Kurve der größten Momente und aus der gegebenen zulässigen Biegebeanspruchung k_b ergibt sich unmittelbar die in Fig. 92 dargestellte Kurve der größten erforderlichen Widerstandsmomente. Trägt man die wirklich vorhandenen Widerstandsmomente (W_0 ohne, W_1 mit je 1, W_2 mit je 2, W_3 mit je 3 Lamellen oben und unten) auf, so erhält man die in Fig. 92 dargestellte treppenförmige Linie, die die Kurve der größten erforderlichen Widerstandsmomente umschließen muß und daher un-

mittelbar die für die einzelnen Lamellen erforderliche halbe Länge λ ergibt; in der Ausführung muß 2λ noch um ein Maß u beiderseits verlängert werden, um die für den Anschluß der betreffenden Lamelle erforderliche Nietanzahl unterzubringen.

Das an der Stelle x (Fig. 36) erforderliche Widerstandsmoment W_x ergibt sich aus W_{max} aus der Parabelgleichung

$$\frac{W_{max} - W_x}{W_{max}} = \left(\frac{0,44L - x}{0,44L}\right)^2;$$

setzt man $0,44L - x = \lambda_x - 0,06L$, so berechnet sich die theoretisch erforderliche Gesamtlänge $2\lambda_x$ einer Lamelle zu

$$2\lambda_x = L \left(0,12 + 0,88 \sqrt{1 - \frac{W_x}{W_{max}}}\right).$$

Zur Berechnung von $2\lambda_x$ dient die folgende Zahlenreihe; für zwischenliegende Werte von $\frac{W_x}{W_{max}}$ kann unter Benutzung der Werte $A \frac{2\lambda_x}{L} : A \frac{W_x}{W_{max}}$ geradlinig eingeschaltet werden.

$\frac{W_x}{W_{max}}$	$\frac{2\lambda_x}{L}$	$\frac{\Delta \frac{2\lambda_x}{L}}{\Delta \frac{W_x}{W_{max}}}$									
0,05	0,978	0,458	0,30	0,856	0,516	0,55	0,710	0,638	0,80	0,514	0,930
0,10	0,955	0,470	0,35	0,829	0,536	0,60	0,677	0,674	0,85	0,461	1,054
0,15	0,931	0,488	0,40	0,802	0,558	0,65	0,641	0,720	0,90	0,398	1,250
0,20	0,907	0,500	0,45	0,773	0,580	0,70	0,602	0,772	0,95	0,317	1,630
0,25	0,882	0,516	0,50	0,742	0,608	0,75	0,560	0,840	1,00	0,120	3,940
					0,638			0,930			

Die horizontale Scherkraft H (Fig. 93) für den Nietabstand t berechnet sich nach Gl. 14 zu $H = \xi t = V \frac{S}{J} t$. Da die Niete zwischen Gurtwinkeln und Stehblech doppelschnittig sind, die Blechdicke δ aber in der Regel kleiner als $\frac{1}{4} \pi d$ ist, so muß H durch den Widerstand des Niets auf Lochleibungsdruck aufgenommen werden; daher $H = d \delta k_l = 2 d \delta k_s$. Aus beiden Gleichungen folgt die Nietteilung

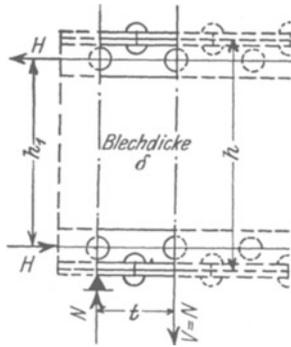


Fig. 93.

$$26) \quad t = \frac{d \delta k_l J}{V S} = \frac{2 d \delta k_s J}{V S},$$

wobei J das Trägheitsmoment des ganzen Blechträgerquerschnitts, S aber das statische Moment eines Gurts (2 Winkel + Lamellen) bedeutet, beide Werte ohne Nietabzug berechnet. Die kleinste Nietteilung am Auflager ($V_{max} = N$) kann der Abnahme der Scherkraft V entsprechend unter Berücksichtigung der Gl. 25 allmählich vergrößert werden. Für Trägerhöhen $h \geq \frac{L}{10}$ kann $\frac{J}{S}$ mit hinreichender Genauigkeit gleich der Entfernung h_1 der Wurzellinien eingeführt werden.

Die Nietteilung t_1 zwischen Gurtwinkeln und Lamellen ist nach Gl. 24 zu berechnen, wird aber meistens $= t$ gewählt.

Aufgabe 7. Bei einem Blechträger auf 2 Stützen beträgt die Scherkraft am Auflager $V_{max} = 30,0 t$, in Trägermitte $V_{min} = 9,3 t$. Der größte Querschnitt in Mitte ist in Fig. 101, der Querschnitt am Auflager in Fig. 94 dargestellt. Es sind die Nietteilungen an beiden Orten zu berechnen. $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$; $k_l = 2 k_s$.

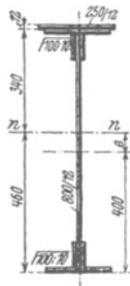


Fig. 94.

Auflösung. a) Auflagerstelle. Die Fläche des Querschnitts berechnet sich zu $80,0 \cdot 1,2 + 4 \cdot 19,1 + 25,0 \cdot 1,2 = 202,8 \text{ qcm}$; seine Schwerachse $n-n$ liegt um $e = \frac{25,0 \cdot 1,2 \cdot 40,6}{202,8} = 6,0 \text{ cm}$ von Mitte Stehblech entfernt.

Das Trägheitsmoment beträgt ohne Nietabzug für die Mitte der Stehblechhöhe $J = 206160 \text{ cm}^4$, daher für die Schwerachse $J_n = J - 202,8 \cdot 6,0^2 = 198860 \text{ cm}^4$, das statische Moment des oberen Gurts $S_0 = 2 \cdot 19,1 (34,0 - 2,8) + 30,0 \cdot 34,6 = 2230 \text{ cm}^3$, das des unteren $S_u = 2 \cdot 19,1 (46,0 - 2,8) = 1650 \text{ cm}^3$; daher $\frac{J_n}{S_0} = \frac{198860}{2230} = 84 \text{ cm}$ und

nach Gl. 26: $t = \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 750}{30000} \cdot 84 = 11,6 \text{ cm}$.

b) Trägermitte. Für die Schwerachse (Fig. 101) wird $J = 360460 \text{ cm}^4$ und $S = 2 \cdot 19,1 (40,0 - 2,8) + 2 \cdot 30,0 \cdot 41,2 = 3890 \text{ cm}^3$, daher $\frac{J}{S} = 93 \text{ cm}$ und $t = \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 750}{9300} \cdot 93 = 41,4 \text{ cm}$; da $t > 8 d$ wird, so ist $d_{max} = 6 d$ bis $8 d = 138$ bis 184 mm zu wählen.

Für die Nietteilung zwischen Lamellen und Gurtwinkeln wird $S_1 = 2 \cdot 30,0 \cdot 41,2 = 2470 \text{ cm}^3$, $\frac{J}{S_1} = 145 \text{ cm}$, daher mit $\frac{\pi d^2}{4} = 4,2 \text{ qcm}$ nach Gl. 24: $t_1 = \frac{2 \cdot 4,2 \cdot 750}{9300} \cdot 145 = 87,4 \text{ cm}$.

Zur vorläufigen Querschnittsermittlung bei gegebener Stehblechhöhe h setzt man das Trägheitsmoment annähernd gleich $2 F \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{F h^2}{2}$, wo F die Querschnittsfläche einer Gurtung (2 Winkel + Lamellen, Fig. 95) bedeutet; daraus ergibt sich das Widerstandsmoment zu $J: \frac{h}{2} = F h$ und endlich der erforderliche Gurtquerschnitt zu $F = \frac{W}{h}$, wenn W das durch die Rechnung ermittelte erforderliche Widerstandsmoment ist. Nach Ermittlung von F ist, falls keine Zahlentafeln zur Hand sind, das genaue Widerstandsmoment unter Berücksichtigung der Nietverschwächungen zu berechnen.

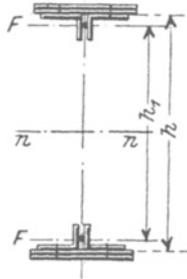


Fig. 95.

Infolge der im Verhältnis zu seiner Höhe nur sehr geringen Stärke des Stehblechs ist der Druckgurt eines Blechträgers in besonderem Maße der Gefahr der seitlichen Ausbiegung nach Fig. 81 ausgesetzt; sie wird noch dadurch erhöht, daß das Stehblech an den Angriffspunkten größerer Einzellasten infolge seines zur senkrechten Schwerachse sehr kleinen Trägheitsmoments durch die Kraft β (Fig. 35^e) zusammengedrückt wird, also die in Fig. 96 angedeutete gestrichelte Lage anzunehmen bestrebt ist, wobei die

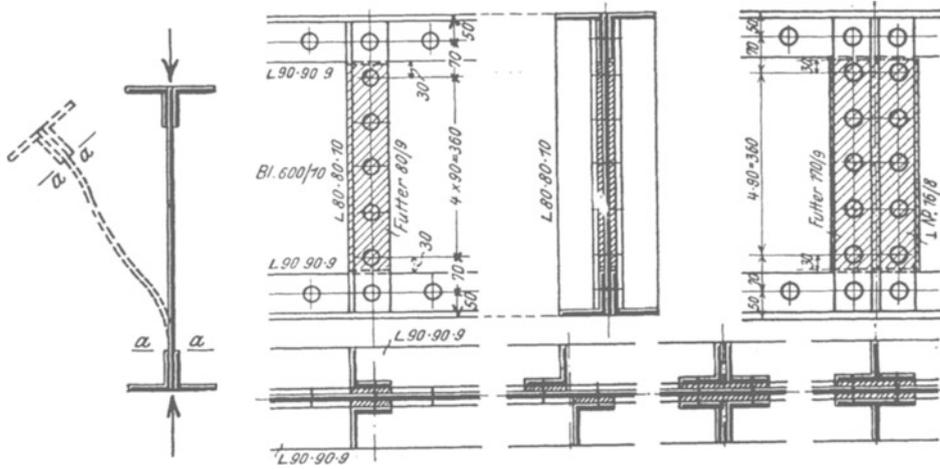


Fig. 96.

Fig. 97^a.

Fig. 97^b.

Fig. 97^c.

Fig. 97^d.

Stellen $a - a$, an denen es die Gurtwinkel verläßt, die für das Abbiegen und Ausknicken gefährlichsten sind. Die für $\beta = 0$ aus Gl. 15 folgende Bedingung einer gleichförmigen Verteilung der äußeren Kräfte über die ganze Stehblechhöhe ist daher hier von besonderer Wichtigkeit. Sie wird dadurch verwirklicht, daß die Stehbleche in 1,0 bis 1,5 m Entfernung, vor allem aber da, wo größere Einzellasten angreifen (insbesondere also stets an den Auflagerstellen), durch beiderseits aufgenietete Profileisen in $\perp\perp$ -, $\perp\perp\perp$ - oder $\perp\perp\perp\perp$ -Form (Fig. 97^{a-d}) ausgesteift werden, die mit Futter-

platten¹⁾ ununterbrochen über die Gurtwinkel durchgeführt werden müssen.

Die Aufgabe dieser Aussteifungseisen, die äußere Kraft gleichmäßig über die ganze Stehblechhöhe zu verteilen, bedingt auch ihre gleichförmige Ausbildung in ihrer ganzen Länge; das Kröpfen (Abbiegen) dieser Eisen an den Stellen $a-a$ unter Fortlassung der Futterplatten ist daher zu verwerfen, ganz abgesehen von der Schwierigkeit der sauberen Herstellung und der durch das Kröpfen gerade an den gefährlichsten Stellen $a-a$ herbeigeführten Materialverschwächung.

2. Stoß der Träger.

a) Der Stoß eines Trägers wird, wenn möglich, über einem Auflagerpunkt angeordnet, weil hier bei einem Balken auf 2 Stützen das Biegemoment gleich Null und lediglich die Scherkraft aufzunehmen ist, so daß zur Stoßdeckung zwei seitlich des Stegs bzw. Stehblechs angeordnete Stoßblaschen genügen (Fig. 98).

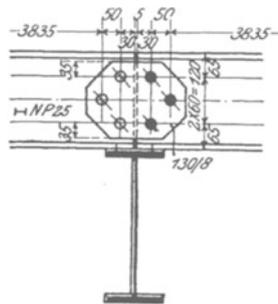


Fig. 98.

Bei Gerberträgern fallen die Stöße mit den Gelenkpunkten (A und B in Fig. 28) zusammen und werden abwechselnd fest und beweglich ausgebildet.

Der feste Stoß wird meist durch einen Gelenkbolzen (Fig. 20), nur bei sehr schwer belasteten Trägern großer Spannweite durch Einschaltung eines festen Auflagers ausgebildet.

Liegt die Trägerebene schräg (z. B. bei Dachpfetten), so ersetzt man die Flacheisenlaschen der Fig. 20 zur Herbeiführung einer größeren seitlichen Steifigkeit durch \perp -Eisen (Fig. 99).

Der bewegliche Stoß wird entweder durch einen Gelenkbolzen mit Langloch (Fig. 100, die das bewegliche Gelenk der Aufg. 4 darstellt) oder

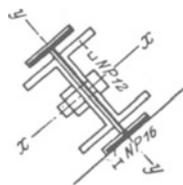


Fig. 99.

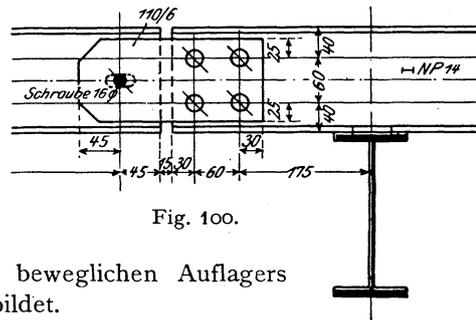


Fig. 100.

aber durch Anordnung eines beweglichen Auflagers (vgl. 11. und 12. Kap.) ausgebildet.

b) Muß der Stoß zwischen zwei Stützpunkten angeordnet werden, so ist für jeden einzelnen Querschnittsteil eine besondere Stoßblase anzuordnen, derart, daß die Summe der Widerstandsmomente aller Stoßblaschen mindestens gleich dem an der Stoßstelle erforderlichen Widerstandsmoment ist. Jede Stoßblase ist dabei beiderseits der Stoßstelle mit so viel Nietenzuschließen, daß die Summe der Nietquerschnittsflächen min-

¹⁾ Die Futterplatten werden in der Zeichnung stets durch schräge Schraffur kenntlich gemacht.

destens gleich dem ν -fachen (Gl. 2) der Fläche des durch die betreffende Lasche gedeckten Querschnittsteils ist.

c) Bei Blechträgern werden bis zu etwa 14 m Spannweite nur senkrechte Stöße der Blechwand erforderlich.

α) Liegt der Stehblechstoß in Trägermitte, wo das größte Biegemoment auftritt, so ist das volle Stehblech durch Laschen zu decken, deren Trägheitsmoment mindestens gleich dem des Stehblechs selbst sein muß.

Aufgabe 8. Das Stehblech des in Fig. 101 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen ist am Ort des Maximalmoments gestoßen; der Stoß ist zu berechnen und aufzuzeichnen.

$k = 800 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = 800 : 750 = \frac{16}{15}$); $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 101 dargestellt; zur Stoßdeckung sind unmittelbar auf das Stehblech 2 Laschen 60×8 , auf die Winkelschenkel aber 2 \cdot 2 Laschen 90×8 mit insgesamt $2 \cdot 0,8 \cdot \frac{78,0^3}{12} = 63270 \text{ cm}^4$ Trägheitsmoment gelegt. Das Trägheitsmoment des

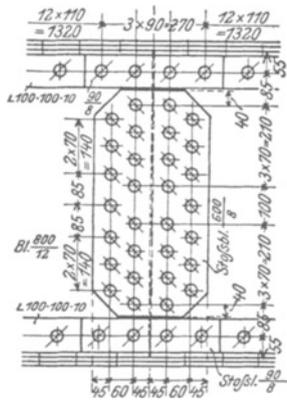


Fig. 101.

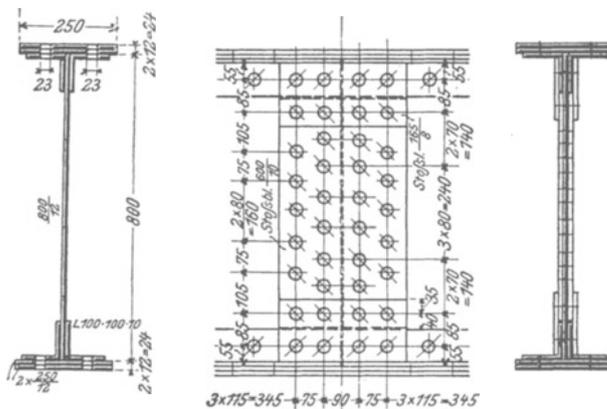


Fig. 102.

Stehblechs beträgt $J_s = 1,2 \cdot \frac{80,0^3}{12} = 51200 \text{ cm}^4$, sein Widerstandsmoment $W_s = \frac{51200}{42,4} = 1210 \text{ cm}^3$, so daß es das Moment $M_s = 1210 \cdot 800 = 968000 \text{ cmkg}$ aufzunehmen hat.

Mit $F = 80,0 \cdot 1,2 = 96,0 \text{ qcm}$ wird nach Gl. 2: $F_s = \frac{16}{15} \cdot 96,0 = 102,4 \text{ qcm}$ und mit $d =$

23 mm nach Gl. 6: $z_s = \frac{102,4}{2 \cdot 4,2} = 13$ Stück bzw. nach Gl. 7: $z_l = \frac{102,4}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 19$ Stück (vorhanden 19 Stück).

Endlich ergibt sich mit $\Sigma e^2 = 2 \cdot 69^2 + 52^2 + 38^2 + 24^2 + 10^2 + 45^2 + 31^2 + 17^2 = 17621 \text{ qcm}$ und $e_{max} = 69 \text{ cm}$ nach Gl. 8: $H_{max} = 968000 \cdot \frac{69}{17621} = 3800 \text{ kg}$, daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{3800}{2 \cdot 4,2} = 470 \text{ kg/qcm (zulässig 750 kg/qcm),}$$

$$\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{3800}{2,3 \cdot 1,2} = 1380 \text{ kg/qcm (zulässig 1500 kg/qcm).}$$

Außer den durch das Biegemoment erzeugten Normalspannungen wirken in der senkrechten Nietfuge auch noch die vertikalen Scherspannungen. Bei einem Träger auf 2 Stützen ist aber die an irgendeiner Balkenstelle gleichzeitig mit dem größten Moment auftretende Vertikalkraft nur gering und darf daher vernachlässigt werden; dem Anwachsen der Normalspannung entsprechend verkleinert man zweckmäßig die Nietteilung von der Stehblechmitte aus nach oben und unten.

Diese Vernachlässigung der vertikalen Scherspannungen ist aber nicht zulässig, wenn am Orte des Maximalmoments gleichzeitig die größte

senkrechte Scherkraft auftritt. z. B. an der Einspannstelle des Kragträgers Fig. 24 oder über den Mittelstützen des durchlaufenden Trägers Fig. 27; hier ist der Nietberechnung nicht mehr H_{max} , sondern die Resultierende R aus H_{max} und der Vertikalkraft V nach Gl. 9 zugrunde zu legen.

Eine zweite Lösung der Aufgabe zeigt Fig. 102: die auf die Winkelschenkel gelegten Laschen übergreifen noch die oberste Nietreihe der unmittelbar auf dem Stehblech liegenden Stoßlaschen, deren Stärke gleich der Stärke der Gurtwinkel zu wählen ist. Neben einer besseren statischen Wirkung hat diese Anordnung vor allem den Vorteil, daß die in Fig. 101 an der Zusammenstoßstelle der Laschen unvermeidlichen Fugen, die zu Staubansammlung und Rost Anlaß geben, fortfallen.

β) Liegt der Stehblechstoß an einer Stelle, an der die Tragwirkung des Stehblechs zur Aufnahme des Biegemoments nicht voll ausgenutzt ist, so genügt es, ihn durch 2 nur von Winkel- zu Winkelkante gehende Laschen zu decken; er wird dann zweckmäßig am Ort einer Aussteifung angeordnet.

Aufgabe 9. Der in Aufg. 8 behandelte Blechträger hat mit je einer Lamelle oben und unten ein Widerstandsmoment $W_1 = 5410 \text{ cm}^3$, folglich ohne Stehblech $W_1' = W_1 - W_s' = 5510 - 1240 = 4270 \text{ cm}^3$, wobei $W_s' = \frac{1,2 \cdot 80,0^3}{12 \cdot 41,2} = 1240 \text{ cm}^3$ ist. Der Stoß der

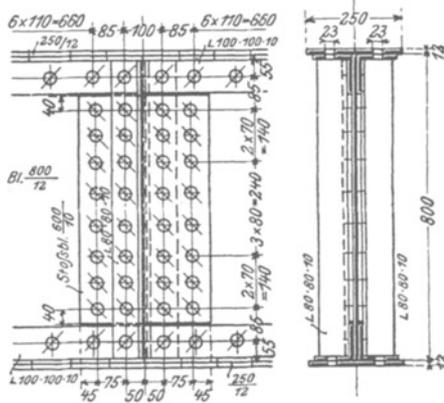


Fig. 103.

Blechwand liegt seitlich der Trägermitte, wo ein Moment $M = 38,0 \text{ mt}$ zu übertragen ist. Der Stoß ist zu berechnen und aufzuzeichnen. $k = 800 \text{ kg/qcm}$; $\nu = \frac{16}{15}$; $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 103 dargestellt; er ist durch zwei unmittelbar auf das Stehblech gelegte Laschen $\frac{600}{10}$ mit $\frac{2 \cdot 1,0 \cdot 60,0^3}{12 \cdot 41,2} = 870 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment gedeckt. Vom ganzen Moment $M = 38,0 \text{ mt}$ nehmen die Gurte $M_1 = 4,2 \cdot 0,8 = 3,36 \text{ mt}$ auf, so daß durch das Stehblech $M_s = 38,0 - 3,36 = 4,4 \text{ mt}$ zu übertragen sind, die $\frac{440000}{800} = 550 \text{ cm}^3$

Widerstandsmoment erfordern (vorhanden 870 cm^3). Mit $\Sigma e^2 = 2(5^2 + 38^2 + 24^2 + 8^2) = 9576 \text{ qcm}$ und $e_{max} = 52 \text{ cm}$ ergibt sich nach Gl. 8: $H_{max} = 440000 \cdot \frac{52}{9576} = 2400 \text{ kg}$, daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{2400}{2 \cdot 4,2} = 290 \text{ kg/qcm (zulässig } 750 \text{ kg/qcm),}$$

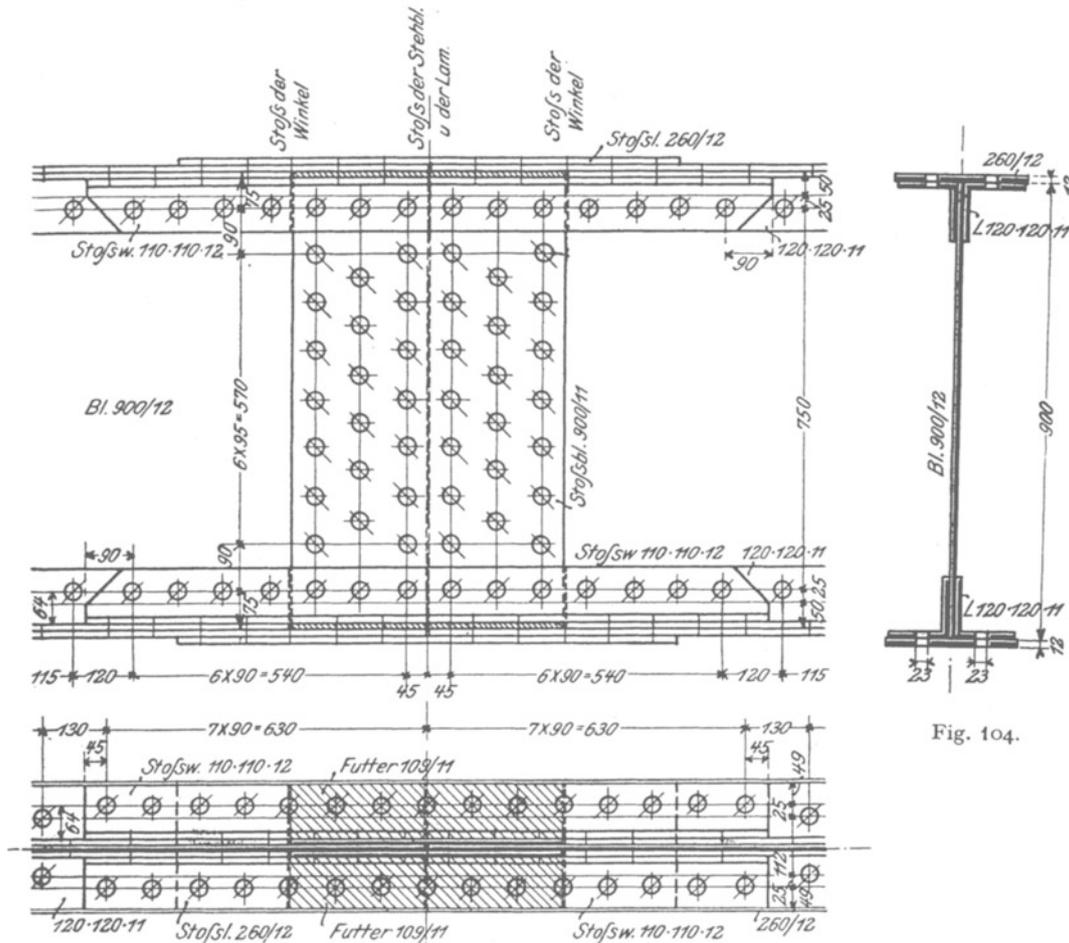
$$\text{Lochleibungsdruck } \sigma_t = \frac{2400}{2,3 \cdot 1,2} = 900 \text{ kg/qcm (zulässig } 1500 \text{ kg/qcm).}$$

γ) Bei mehr als etwa 14 m Spannweite werden außer im Stehblech auch in den Gurtwinkeln und Lamellen Stöße erforderlich, die sämtlich tunlichst an ein und dieselbe Trägerstelle als „konzentrierte Stöße“ gelegt werden, und zwar zweckmäßig an eine zwischen den Aussteifungen der Blechwand liegende Stelle, um in der Anordnung der Niete freie Hand zu haben.

Aufgabe 10. Es soll der Stoß des in Fig. 104 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = \frac{4}{3}$); $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 104^a dargestellt. Die Gurtwinkel sind zweimal gestoßen, so daß die beiderseitigen Decklaschen des Stehblechs über dessen ganze Höhe durchgehen können; auf die Länge dieser Decklaschen werden dadurch oben und unten je 2 wagerechte Futterplatten von der Dicke der Winkelschenkel erforderlich, die unter

Umständen zur Stoßdeckung der Lamellen mitbenutzt werden können. Der Lamellenstoß fällt mit dem Stehblechstoß zusammen und ist durch eine Lasche $\frac{260}{12}$, der Winkel $120 \cdot 120 \cdot 11$ mit $25,4 \text{ qcm}$ Fläche aber durch einen Winkel $110 \cdot 110 \cdot 12$ mit $25,1 \text{ qcm}$ Fläche gedeckt. Das gesamte Widerstandsmoment aller Stoßlaschen berechnet sich bei Abzug der Nietverschwächungen und ohne Berücksichtigung der wagerechten Futterbleche zu 8600 cm^3 gegenüber 7260 cm^3 des Querschnitts Fig. 104.

Fig. 104^a.

Stehblechstoß. $F = 90,0 \cdot 1,2 = 108,0 \text{ qcm}$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 108,0 = 144,0 \text{ qcm}$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 6: $z_s = \frac{144,0}{2 \cdot 4,2} = 18$ Stück und nach Gl. 7: $z_l = \frac{144,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 26$ Stück (vorhanden 26 Stück). Ferner wird mit $\Sigma e^2 = 3 \cdot 75^2 + 2(57^2 + 38^2 + 19^2) + 9,5^2 + 28,5^2 + 47,5^2 = 30140 \text{ qcm}$, $e_{max} = 75 \text{ cm}$ und $M_s = \frac{1,2 \cdot 90,0^3}{12 \cdot 46,2} \cdot 1000 = 1578000 \text{ cmkg}$ nach Gl. 8:

$H_{max} = 1578000 \cdot \frac{75}{30140} = 3900 \text{ kg}$, daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{3900}{2 \cdot 4,2} = 470 \text{ kg/qcm (zulässig } 750 \text{ kg/qcm)},$$

$$\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{3900}{2,3 \cdot 1,2} = 1420 \text{ kg/qcm (zulässig } 1500 \text{ kg/qcm)}.$$

Winkelstoß. $F = 25,4 - 2,3 \cdot 1,1 = 22,9 \text{ qcm}$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 22,9 = 30,5 \text{ qcm}$; daher mit

$d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 3: $n_s = \frac{30,5}{4,2} = 8$ Stück und nach Gl. 4: $n_l = \frac{30,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,1} = 6$ Stück (vorhanden in jedem Schenkel je 4 Stück).

Lamellenstoß. $F = (26,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 25,7 \text{ qcm}$; $F_s = \frac{1}{3} \cdot 25,7 = 8,6 \text{ qcm}$; daher mit $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 3: $n_s = \frac{34,3}{4,2} = 9$ Stück und nach Gl. 4: $n_l = \frac{34,3}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 7$ Stück (vorhanden $2 \times 5 = 10$ Stück).

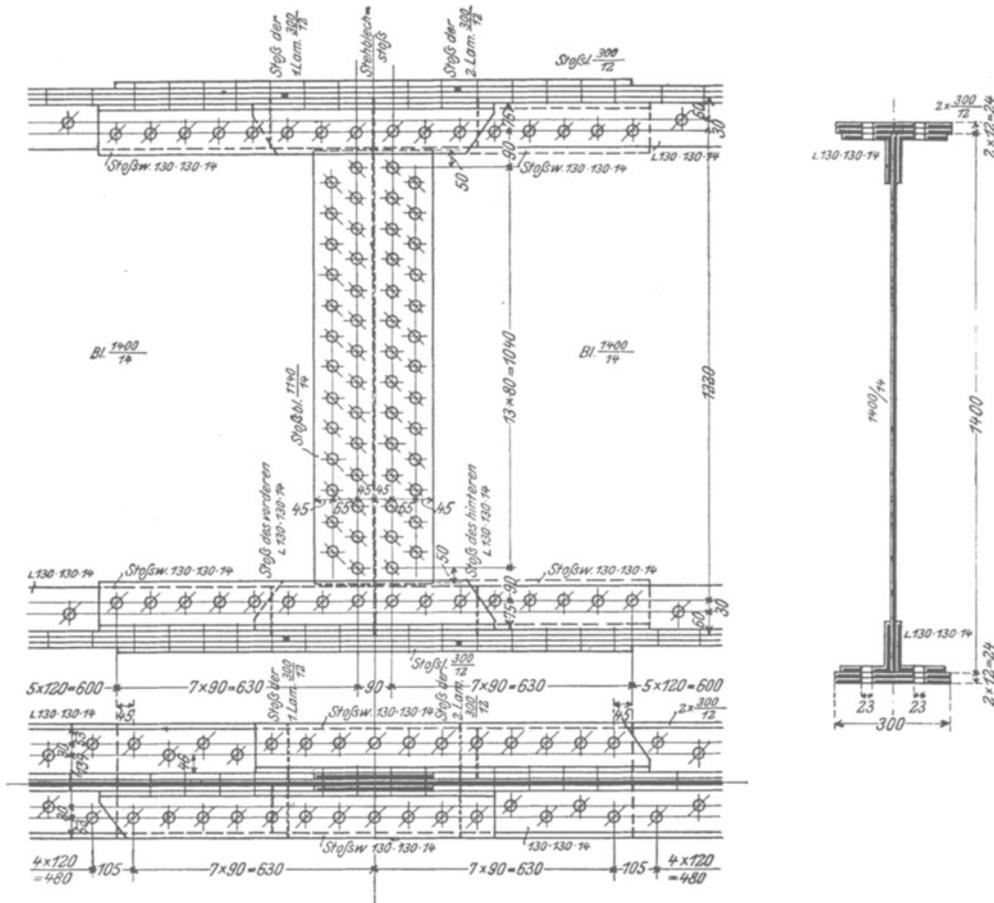


Fig. 105^a.

Aufgabe 11. Es soll der Stoß des in Fig. 105 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $k = 850 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 0,9 \cdot 850 = 765 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = \frac{10}{9}$); $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 105^a dargestellt. Die Stöße der beiden Winkel eines Gurts sind symmetrisch zu beiden Seiten des Stehblechstoßes versetzt angeordnet, so daß die senkrechten Schenkel der Stoßwinkel den zwischen den Gurtwinkeln sitzenden Teil des Stehblechs mitdecken; der übrige Teil der Blechwand ist durch 2 Laschen $\frac{1140}{14}$ gedeckt. Die Stöße der beiden Lamellen eines Gurts sind ebenfalls symmetrisch zum Stehblechstoß angeordnet und durch eine gemeinsame Stoßlasche $\frac{300}{12}$ gedeckt.

Stehblechstoß. Der mittlere Teil des Stehblechs nimmt das Moment $M_s' = \frac{1,4 \cdot 114,0^3}{12 \cdot 72,4} \cdot 850 = 2040000$ cmkg auf; daher mit $n = 14$ und $e_{max} = 104$ cm nach Gl. 8^b

$$H'_{max} = \frac{6 \cdot 13}{14 \cdot 27} \cdot \frac{2040000}{104} = 4100 \text{ kg und die Beanspruchung auf}$$

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{4100}{2 \cdot 4,2} = 490 \text{ kg/qcm (zulässig 750 kg/qcm),}$$

$$\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{4100}{2,3 \cdot 1,4} = 1280 \text{ kg/qcm (zulässig 1500 kg/qcm).}$$

Die in den Gurtwinkeln sitzenden Teile des Stehblechs nehmen das Moment $M_s'' = \frac{1,4 (140,0^3 - 114,0^3)}{12 \cdot 72,4} \cdot 850 = 1690000$ cmkg auf; daher wird mit $\Sigma e^2 = 3 \cdot 122^2$ qcm und

$$e_{max} = 122 \text{ cm nach Gl. 8: } H''_{max} = 1690000 \frac{122}{3 \cdot 122^2} = 4700 \text{ kg und die Beanspruchung auf}$$

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{4700}{2 \cdot 4,2} = 560 \text{ kg/qcm (zulässig 765 kg/qcm),}$$

$$\text{Lochleibungsdruck } \sigma_l = \frac{4700}{2,3 \cdot 1,4} = 1460 \text{ kg/qcm (zulässig 1530 kg/qcm).}$$

Winkelstoß. $F = 34,7 - 2,3 \cdot 1,4 = 31,5$ qcm; $F_s = \frac{31,5}{0,9} = 35,0$ qcm; daher mit $d = 23$ mm nach Gl. 3: $n_s = \frac{35,0}{4,2} = 9$ Stück und nach Gl. 4: $n_l = \frac{35,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 6$ Stück (vorhanden $5 + 4 = 9$ Stück).

Lamellenstoß. $F = (30,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 30,5$ qcm; $F_s = \frac{30,5}{0,9} = 34,0$ qcm; daher mit $d = 23$ mm nach Gl. 3: $n_s = \frac{34,0}{4,2} = 9$ Stück und nach Gl. 4: $n_l = \frac{34,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 7$ Stück (vorhanden $2 \times 5 = 10$ Stück). Da der Stoß beider Lamellen durch ein und dieselbe Lasche gedeckt ist, so müssen zwischen den beiden Stoßstellen mindestens 9 Niete angeordnet sein (vorhanden sind 10 Niete).

3. Anschluß der Träger aneinander.

a) Der Anschluß eines „Nebenträgers“ an einen durchlaufenden „Hauptträger“ erfolgt mit Winkelleisen, von denen stets eins über die ganze Höhe des Hauptträgers durchzuführen ist, einmal zur Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs (Fig. 97), dann aber um die aus Gl. 15 für $\beta = 0$ folgende Bedingung einer gleichförmigen Verteilung des Auflagerdrucks N über die ganze Steg- bzw. Stehblechhöhe tunlichst zu verwirklichen. Die Anzahl der zur Übertragung des Stützdrucks N erforderlichen, im Nebenträger stets doppelschnittigen Niete soll, wenn die Rechnung nicht mehr ergibt, mindestens drei betragen.

Aufgabe 12. An einen Hauptträger (Unterzug) H-NP. 40 schließen sich beiderseits Nebenträger (Deckenbalken) H-NP. 25 an, von denen jeder einen Stützdruck $N = 3300$ kg auf den mit ihm bündig (d. h. in gleicher Höhe liegenden) Unterzug überträgt. Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen. $h = 1000$ kg/qcm; $h_s = 750$ kg/qcm ($\nu = \frac{4}{3}$); $h_l = 2 h_s$.

Auflösung. $F = \frac{3300}{1000} = 3,3$ qcm; $F_s = \frac{4}{3} \cdot 3,3 = 4,4$ qcm; daher ergibt sich mit $d = 16$ mm für die Anschlußniete im

Deckenbalken mit 9 mm Stegstärke nach Gl. 6: $z_s = \frac{4,4}{2 \cdot 2,0} = 2$ Stück und nach

$$\text{Gl. 7: } z_l = \frac{4,4}{2 \cdot 1,6 \cdot 0,9} = 2 \text{ Stück, so daß die Mindestzahl 3 zu wählen ist;}$$

Aufgabe nicht mehr, wenn sich der Nebenträger nahe dem Zuggurt des Hauptträgers anschließt; Verdrehungsbeanspruchung und Knickgefahr des Druckgurts (Fig. 96) treten dann gleichzeitig auf und führen den durch Fig. 107 erläuterten Zustand herbei: der Hauptträger stützt sich gegen die Oberkante des Nebenträgers, sucht sich aber von dessen Unterkante loszulösen. In diesem Falle muß der Druckgurt des Hauptträgers durch senkrechte Aussteifungsbleche gegen den Oberflansch des Nebenträgers abgestützt werden; und da diese Bleche nach Fig. 107 auf Druck beansprucht werden, sind sie bei größerer Höhe und Breite zur Sicherung gegen Ausknicken durch Winkeleisen zu säumen.

Fig. 108^c.

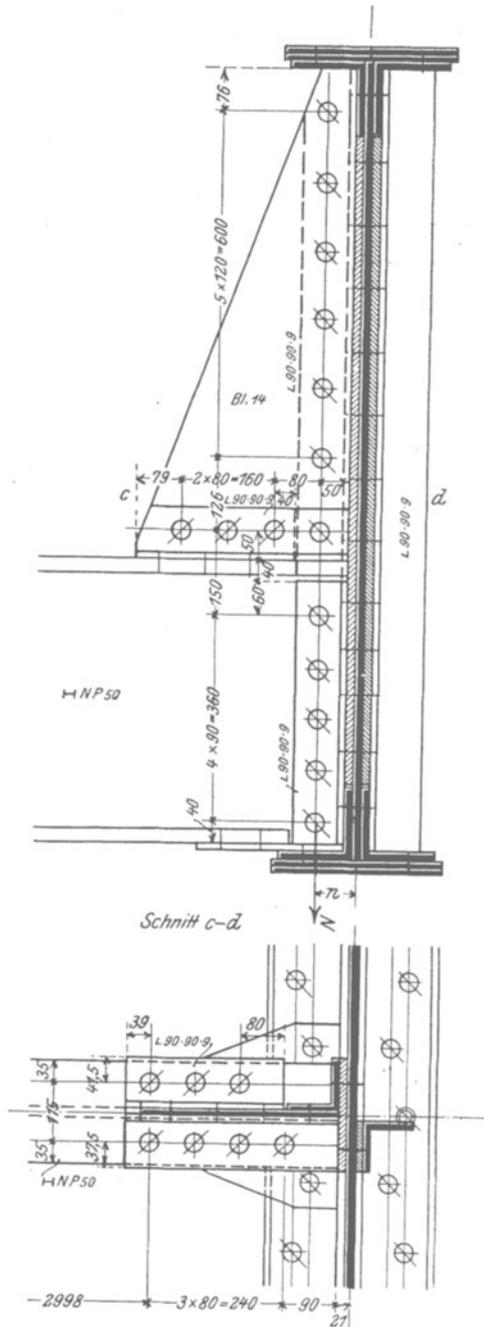


Fig. 108^d.

winkeln an der Schrägkante erschien hier bei der geringen Blechbreite und der gewählten Stärke von 14 mm entbehrlich. Zur Aufnahme der Kraft Z (Fig. 107) ist der

Aufgabe 13. Ein H NP. 50 überträgt auf den in Fig. 105 dargestellten Blechträger den Auflagerdruck $N = 21\,300\text{ kg}$; seine Unterkante liegt 24 mm über Unterkante Stehblech. Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen. $k = 750\text{ kg/qcm}$;

$$k_s = 700\text{ kg/qcm } (\nu = \frac{18}{14}); k_l = 2 k_s.$$

Auflösung. $F = \frac{21\,300}{750} = 28,4\text{ qcm}$;

$F = \frac{15}{14} \cdot 28,4 = 30,4\text{ qcm}$; daher ergibt sich mit $d = 23\text{ mm}$ für die Anschlußniete im Nebenträger mit 18 mm Stegstärke

nach Gl. 6: $z_s = \frac{30,4}{2 \cdot 4,2} = 4\text{ Stück}$ und nach

Gl. 7: $z_l = \frac{30,4}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,8} = 4\text{ Stück}$;

Hauptträger mit $\delta > \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5)

nach Gl. 3: $z_s = \frac{30,4}{4,2} = 8\text{ Stück}$.

Der Anschluß ist in Fig. 108 dargestellt. Im Nebenträger sind, um das auftretende Einspannungsmoment zu berücksichtigen und gleichzeitig eine allzu große Teilung zu vermeiden, 5 doppelschnittige, im Hauptträger $2 \times 5 = 10$ einschnittige Niete angeordnet. Über Kreuz ist zum durchlaufenden Anschlußwinkel außen ein Aussteifungswinkel angebracht. Das dreieckförmige Stützblech ist einerseits an den durchlaufenden Anschlußwinkel, andererseits mit wagerechten Hilfswinkeln $90 \cdot 90 \cdot 9$ an den oberen Flansch des H NP. 50 angeschlossen. Die Anordnung von Saum-

untere Flansch des H NP. 50 durch ein wagerechtes Blech von 10 mm Stärke (Fig. 108^b) an die unteren Gurtwinkel des Blechträgers angeschlossen.

Die senkrechten Anschlußwinkel bedingen ein Futterblech von der Stärke der Gurtwinkel. Dieses Blech ist in der an der Anschlußstelle erforderlichen Breite von 200 mm über die ganze Höhe zwischen den Gurtwinkeln durchzuführen, darf also nicht in zwei einzelne Platten von je 100 mm Breite aufgelöst werden, von denen die

eine nur über die Höhe des kleineren Anschlußwinkels reicht. Denn um die Anschlußniete im Hauptträger vor übermäßigen Biegungsspannungen zu schützen, müssen Futterplatte und Stehblech ein einheitliches Ganze bilden, und das wird durch die überschießenden Niete im oberen Teil des Futters soweit, wie es praktisch möglich ist, erreicht.

Ist auch der Nebenträger ein Blechträger, so erfolgt die Ausbildung des Anschlusses nach Fig. 109: das Stehblech des Nebenträgers wird gestoßen und dann von der Stoßstelle ab mit dem Abstützblech des Druckgurts zu einem Ganzen vereinigt.

Das Verdrehungsmoment des Hauptträgers kann annähernd gleich Nn (Fig. 108^c) gesetzt werden; es ist daher zweckmäßig, das Wurzelmaß der Anschlußwinkel klein zu halten, also deren Schenkelbreite nur gerade so groß zu wählen wie der Nietdurchmesser verlangt.

Zu vermeiden ist der in Fig. 110 dargestellte Anschluß, bei dem der größere durchlaufende Winkel gleichschenkelig, der kleinere aber ungleichschenkelig gewählt und von den beiden Anschlußnietreihen des Nebenträgers die erste (I) einschnittig, die zweite (II) aber zweischnittig

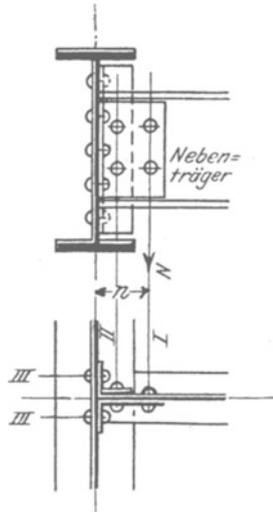


Fig. 110.

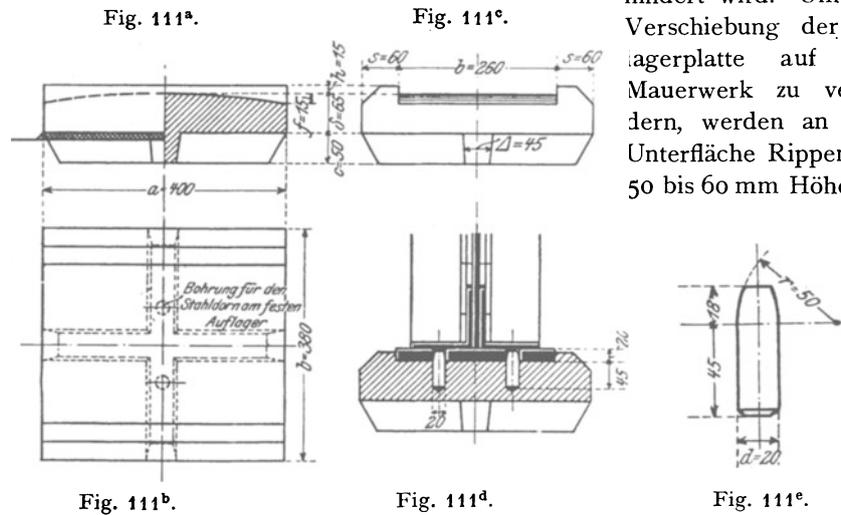
angeordnet ist. Bei der Durchbiegung des Nebenträgers wird der Auflagerdruck N zunächst die einschnittige Reihe I und wegen des vergrößerten Verdrehungsmoments Nn auch die Nietreihen III im Hauptträger zugunsten der Reihe II überanstrengen.

4. Auflagerung der Träger im Mauerwerk.

a) Bei Hochbaukonstruktionen werden die eisernen Träger an ihren Auflagerstellen meist dann vollständig eingemauert, wenn mit nennenswerten Temperaturschwankungen nicht zu rechnen ist; da durch die Einmauerung die freie Drehbarkeit sowieso verloren geht, dürfen zur Auflagerung flußeiserne, mit dem Trägerunterflansch vernietete Unterlagplatten von 15 bis 30 mm Stärke verwendet werden (Fig. 115).

b) Soll die freie Drehbarkeit gewahrt bleiben, so wird eine Auflagerplatte aus Gußeisen oder Stahlformguß angeordnet, deren Oberfläche mit einer Pfeilhöhe von $\frac{1}{20}$ bis $\frac{1}{25}$ der Plattenlänge gewölbt wird, um bei der Drehung des Trägerendes den Druck von der Plattenkante fernzuhalten. Bei einer Wärmeänderung kann der Träger am beweglichen Auflager auf dieser gewölbten Oberfläche gleiten (daher auch die Bezeichnung „Gleitlager“); beim festen Auflager muß zur Verhinderung dieses Gleitens eine Verbindung des Trägers mit der Auflagerplatte so hergestellt werden, daß seine freie Drehbarkeit gewahrt bleibt. Man erreicht dies durch oben konisch abgedrehte Stahldorne von 20 bis 30 mm Durchmesser (Fig. 111^{d u. e}) oder aber durch in die Gleitfläche vorspringende Nasen (n in Fig. 112) oder endlich durch konisch zulaufende Zähne (z in Fig. 113 und 114), die in eine unter den Träger genietete, mit entsprechenden Aussparungen versehene flußeiserne Platte von 15 bis 20 mm Stärke (Fig. 111 und 112) oder aber in einen besonderen Lagerkörper (Fig. 113^b) eingreifen. Alle Berührungs- und Gleitflächen

müssen mit Maschinen genau nach Zeichnung bearbeitet werden. In der Regel wird das feste Auflager als Punkt-, das bewegliche als Linienauflager ausgebildet, insofern eine Verschiebung des Trägers senkrecht zu seiner Ebene entweder durch Anschlagleisten von 10 bis 25 mm Höhe und 25 bis 60 mm Breite (Fig. 111 bis 112) oder aber durch die Zähne z selbst (Fig. 113) verhindert wird. Um eine Verschiebung der Auflagerplatte auf dem Mauerwerk zu verhindern, werden an ihrer Unterfläche Rippen von 50 bis 60 mm Höhe und



30 bis 50 mm Stärke entweder nur in der Querrichtung (Fig. 114) oder aber kreuzförmig (Fig. 111 bis 113) angegossen; weniger gut sind einzelne angegossene Runddorne. Zwischen Platte und Auflagerstein wird zur Herbeiführung einer gleichmäßigen Druckverteilung eine Zementschicht (1 Zement + 1 Sand) von 10 bis 20 mm oder seltener eine Bleiplatte von 5 bis 6 mm Stärke angeordnet.

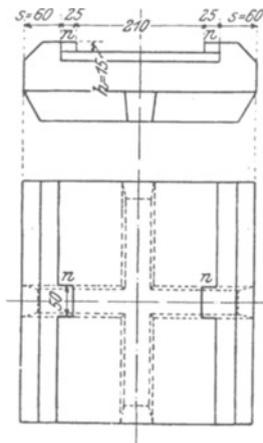


Fig. 112.

festen Auflager (Fig. 111d u. e) überragen die gewölbte Oberfläche um 18 mm; dieses Maß muß um 2 bis 3 mm kleiner als die Stärke der flußeisernen Unterlagplatte sein, damit sich die Gurtwinkel nicht auf die Stahldorne auflegen. Statt dieser Stahldorne sind in Fig. 112 in der Mitte der Wölbfläche vorspringende Nasen n angeordnet, die in der flußeisernen Unterlagplatte seitliche Aussparungen von 26×51 mm bedingen. Der Druck auf den Auflagerquader berechnet sich zu $\sigma_n = \frac{30100}{40 \cdot 38} = 19,8 \text{ kg/qcm}$ (zul. 20 kg/qcm).

Aufgabe 14. Der Stützdruck des in Fig. 101 dargestellten Blechträgers beträgt $N = 30100 \text{ kg}$; es ist die Auflagerplatte aus Stahlformguß zu berechnen und aufzuzeichnen. Zulässige Beanspruchung für den Stahlformguß $k_b = 1000 \text{ kg/qcm}$, für den Auflagerquader $k_n = 20 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Die Auflagerplatte ist in Fig. 111 dargestellt. Mit $a = 40 \text{ cm}$ und $b = 38 \text{ cm}$ ergibt sich die erforderliche Plattenstärke nach Gl. 16 zu

$$\delta = \sqrt{\frac{3}{4} \frac{30100 \cdot 40}{1000 \cdot 38}} = 5,0 \text{ cm};$$

gewählt ist $\delta = 65 \text{ mm}$, da die Voraussetzungen der Gl. 16 praktisch nie vollständig erfüllt sind und daher die Stärke der Platte nicht unter $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{7}$ ihrer Länge betragen soll. Unter dem Blechträger ist eine flußeisernen Platte von 260 mm Breite und 20 mm Stärke angeordnet, so daß die seitlichen Anschlagleisten eine Breite von je $\frac{1}{2} (380 - 260) = 60 \text{ mm}$ erhalten. Die Stahldorne am

Eine zweite Lösung der Aufgabe ist in Fig. 113^a für das bewegliche und in Fig. 113^b für das feste Auflager dargestellt. Das hier zweiteilige Lager besteht aus der unteren Lagerplatte und einem oberen Gußstück, das mit dem Träger durch Schrauben und durch eine runde oder quadratische, in eine Aussparung der flußeisernen Unterlagplatte

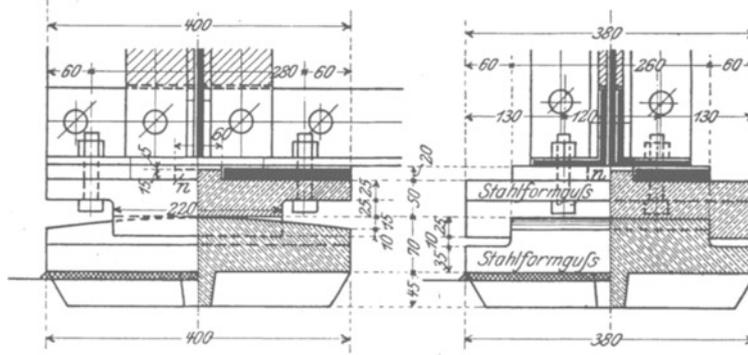


Fig. 113^a. Bewegliches Auflager.

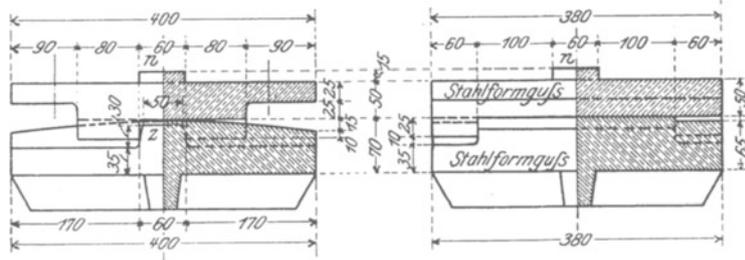


Fig. 113^b. Festes Auflager.

passende Nase *n* befestigt ist; es hat seitliche, nach unten vorstehende Anschlagleisten, welche die untere Lagerplatte umfassen. Am festen Auflager erhält jede dieser Anschlagleisten in der Mitte eine Aussparung, in die ein am Unterteil angezogener, oben konisch zulaufender Zahn *z* eingreift. Diese verwickeltere Anordnung ist für im Freien

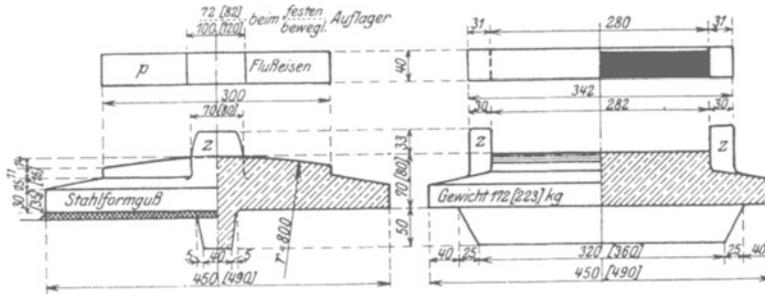


Fig. 114.

liegende Träger zweckmäßig, da die Gleitflächen besser als in Fig. 111 vor Staub- und Schmutzansammlung geschützt liegen.

Eine dieser Lösung ähnliche, aber wegen Fortfall des oberen Lagerkörpers einfachere Anordnung der Gleitlager zeigt endlich Fig. 114¹⁾. Hier zeigt der Lagerkörper für das feste und bewegliche Auflager gleiche Ausbildung; er besitzt zu beiden Seiten

¹⁾ Aus den „Musterentwürfen für eingleisige eiserne Brückenüberbauten von 10 bis 20 m Stützweite der Preußisch-Hessischen Staatseisenbahnen“.

der Gleitfläche vorspringende Zähne z , die in entsprechende Aussparungen der flüßeisernen Unterlagplatte p eingreifen; die Breite dieser Aussparung ist beim festen Auflager nur 2, beim beweglichen aber zur Ermöglichung des Gleitens 30 bzw. 40 mm größer als die Zahnbreite. Die in Fig. 114 eingeklammerten Maße beziehen sich auf Brückenträger von 14 bis 17 m entsprechend einem größten Auflagerdruck von 54,0 t, die übrigen auf solche von 10 bis 13 m Spannweite entsprechend einem größten Auflagerdruck von 43,0 t.

5. Verankerung der Träger mit dem Mauerwerk.

a) Die **wagerechte** Verankerung des Trägers mit dem Mauerwerk wird beim Auftreten von Kräften in der Trägerlängsachse (z. B. durch Stöße und Erschütterungen der Maschinen bei Fabrikdecken, Brems- und Anfahrkräfte der Fahrzeuge bei Brücken) sowie bei geringer Mauerstärke (zur Abstützung der Mauern gegeneinander und gegen die Deckenkonstruktion bei Hochbauten) erforderlich. Sie erfolgt je nach der Größe der auftretenden Kräfte durch:

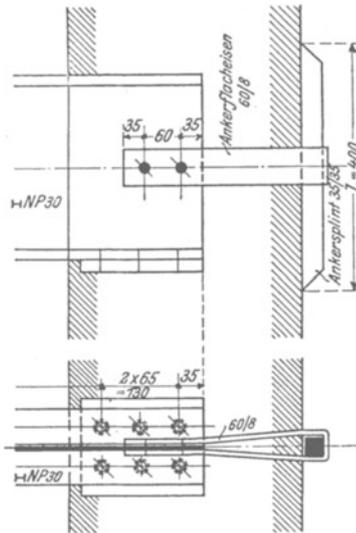


Fig. 115.

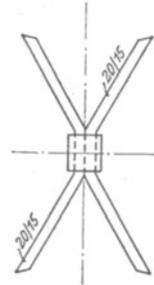
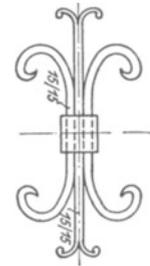
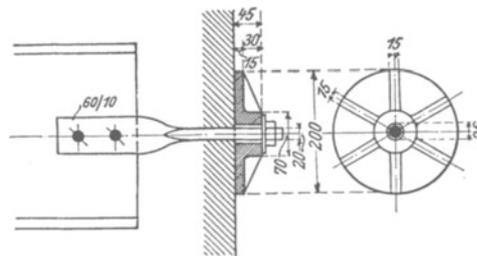
Fig. 115^a.Fig. 115^b.

Fig. 116.

a) Ankerflacheisen ($50/8$ bis $100/12$) und Ankersplinte ($20/20$ bis $50/50$ bei 400 bis 600 mm Länge) nach Fig. 115; der Splint ist entweder einteilig (Fig. 115) oder mehrteilig (Fig. 115^a u. ^b) und kann sowohl außerhalb als auch innerhalb der Mauer liegen; oft wird er auch durch runde oder rechteckige gußeiserne Ankerplatten (Fig. 116) ersetzt, wobei dann das Ankerflacheisen am Ende rund ausgeschmiedet und mit Gewinde versehen wird.

β) Auf- oder untergelegte (Fig. 117^a u. ^b) oder auch seitlich angenietete (Fig. 117^c) Winkeleisen von 100 bis 400 mm Länge oder noch einfacher durch einen durch den Steg gesteckten Rundeisensplint (Fig. 117^d) von 20 bis 30 mm ϕ und 100 bis 300 mm Länge.

γ) Eine Mauerlatte (Fig. 118), d. i. ein über die ganze Mauer durchlaufender Balken, der bei geringer Mauerstärke gleichzeitig die Auflagerdrücke der einzelnen Träger durch seinen Biegungswiderstand möglichst

gleichmäßig auf die ganze Länge der Mauer verteilen soll und daher zweckmäßig H-Form erhält.

b) Die **senkrechte** Verankerung des Trägers mit dem Mauerwerk wird beim Auftreten negativer Stützdrücke erforderlich. Bei Balken auf zwei oder mehreren Stützen muß sie konstruktiv so durchgebildet werden, daß sie die

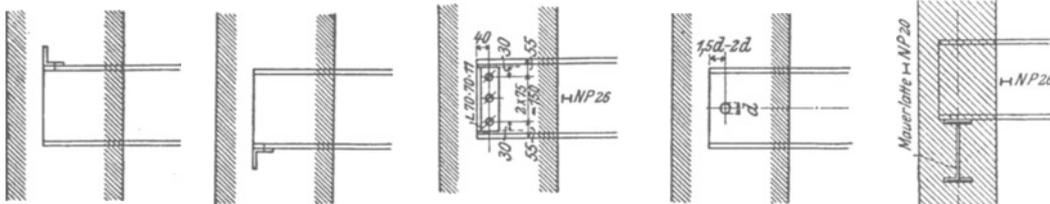
Fig. 117^a.Fig. 117^b.Fig. 117^c.Fig. 117^d.

Fig. 118.

freie Drehbarkeit und Längsverschieblichkeit des Trägers möglichst wenig hindert; man erreicht das durch Klemmplatten (Fig. 335, vgl. auch Fig. 199), die sich auf den Trägerunterflansch legen und ihn durch ihre Verankerung mit dem Mauerwerk gegen Abheben von der Auflagerplatte sichern. Bei eingemauerten Trägerenden genügt zur Aufnahme kleiner Zugkräfte meist schon die mit dem Trägerunterflansch verschraubte Mauerlatte (Fig. 118), sonst erfolgt die Ausbildung der Verankerung entsprechend Fig. 40^b.

II. Fachwerkträger.

1. Querschnittsform der Stäbe.

Wirken bei einem Fachwerk nur in den Knotenpunkten Lasten, so wird jeder Stab entweder nur auf Zug oder nur auf Druck beansprucht; greifen dagegen auch zwischen den Knotenpunkten Lasten an oder werden einzelne Stäbe gekrümmt oder endlich einzelne oder auch alle Knotenpunkte biegungsfest ausgeführt, so tritt noch eine Biegungsbeanspruchung hinzu. Man hat daher 3 Fälle zu unterscheiden, je nachdem der Stab auf Zug oder auf Druck oder endlich auf Druck (Zug) und Biegung beansprucht ist.

Die Berechnung der Stabkräfte erfolgt unter der Voraussetzung, daß alle Stäbe in den Knotenpunkten durch reibungslose Gelenke, also frei drehbar miteinander verbunden sind. Die durch diese Stabkräfte in den einzelnen Stäben erzeugten Spannungen nennt man die Grund- oder Hauptspannungen. Da die Verbindung in Wirklichkeit durch feste Vernietung erfolgt, so ist die freie Drehbarkeit der Stabenden aufgehoben; es tritt eine Einspannung der Stäbe in den Knotenpunkten ein. Die Einspannungsmomente rufen in den Stäben zusätzliche Biegunsspannungen hervor, die man die Nebenspannungen nennt. Die Größe dieser Nebenspannungen wächst in erster Linie mit der Größe der Stabbreite. Es gilt daher als Regel, die Breite der Stäbe in der Ebene des Fachwerks nur eben so groß zu wählen, wie die Rücksicht auf die ordnungsmäßige Vernietung und die erforderliche Knicksicherheit verlangt. Bei den Gurtungen genügt hierzu insbesondere je nach der Größe der Spannweite L eine Stabbreite von $0,01 L$ bis $0,0075 L$.

Bei den Füllungsstäben ist die Querschnittsform des einen Stabes von der des anderen unabhängig. Die Gurtstäbe gehen aber aus konstruktiven Gründen zur Verminderung der Stoßstellen stets über mehrere Felder durch und zwar des Aussehens wegen in tunlichst gleicher Breite; sie müssen deshalb dem Anwachsen der Stabkraft entsprechend allmählich verstärkt werden.

Man wählt daher für die kleinste auftretende Stabkraft einen Grundquerschnitt und führt seine Verstärkung so durch, daß sich die Lage der Schwerachse in den verschiedenen großen Querschnittsflächen möglichst wenig ändert.

Bleibt die Änderung der Gurtstabkraft in engen Grenzen, wie z. B. bei Binderträgern, so führt man den für die größte Stabkraft ermittelten Querschnitt unverändert über alle Felder durch.

a) Der Stab wird auf Zug beansprucht.

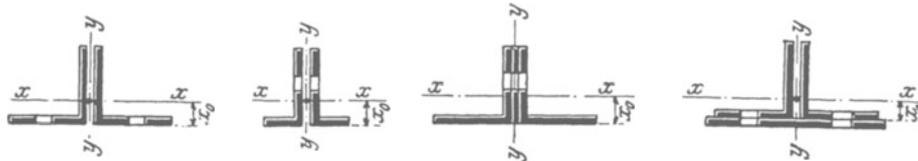
Da man die im Schwerpunkt des Stabquerschnitts angreifende Zugkraft bei der Berechnung der erforderlichen Fläche nach Gl. 1 als über die ganze Fläche gleichmäßig verteilt einführt, so ist diejenige Querschnittsform am günstigsten, bei der die Flächenteile möglichst gleichmäßig und dicht um den Schwerpunkt gelagert sind, eine Forderung, die der runde Querschnitt am vollkommensten erfüllt; daher auch seine Verwendung als Zuganker. Wegen des schwierigen und teuren Anschlusses in den Knotenpunkten findet er aber bei zusammengesetzten Konstruktionen nur ausnahmsweise Verwendung. Dasselbe gilt von dem ihm am nächsten stehenden quadratischen Querschnitt. Beim rechteckigen Querschnitt fällt zwar die Schwierigkeit des Anschlusses fort; trotzdem ist die Verwendung von Flacheisen wegen ihrer geringen seitlichen Steifigkeit für stark beanspruchte Konstruktionsteile grundsätzlich auszuschließen.

Denn bei der geringen Stärke eines Flacheisens kann die genaue Stablänge zwischen zwei Knotenpunkten wegen der seitlichen Ausbiegung des Eisens nur künstlich durch Anspannung erzielt werden. Aber selbst bei künstlich angespannten Flacheisen treten bei Einwirkung der Verkehrslast deutlich sichtbare Schwingungen senkrecht zur Fachwerkebene auf, die sich der ganzen Konstruktion mitteilen und für deren Bestand nichts weniger als zuträglich sind. Der Übelstand wächst, wenn der Querschnitt aus zwei lose nebeneinander liegenden Flacheisen gebildet ist; eine genau gleiche Ablängung beider Eisen zwischen zwei Knotenpunkten ist praktisch undurchführbar, so daß stets das stärker gespannte Flacheisen überanstrengt wird.

Es gilt als Regel, auch die auf Zug beanspruchten Stäbe in rechtwinklig zur Fachwerkebene steifen Profilen auszubilden, wobei die Querschnittsform im allgemeinen symmetrisch zu dieser Ebene ausgebildet wird. Bei der Berechnung der wirklich vorhandenen nutzbaren Fläche sind sämtliche in ein und denselben Querschnitt fallende Nietlöcher abzuziehen; die Zahl dieser Nietlöcher ist aber durch entsprechende zweckmäßige Anordnung möglichst klein zu halten.

Die wichtigsten Querschnittsformen sind:

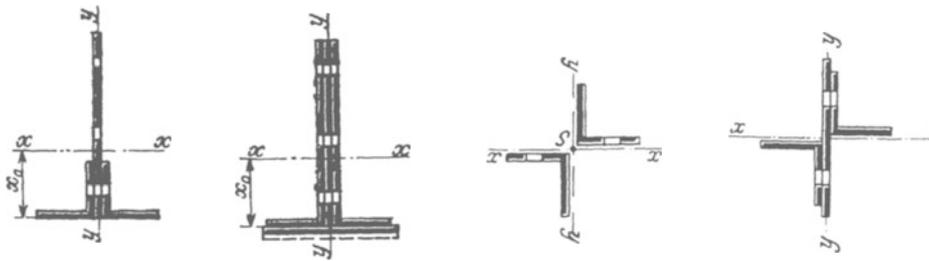
α) Der \perp -förmige Querschnitt, selten aus einem gewalzten \perp -Eisen, meist aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen

Fig. 119^a.Fig. 119^b.Fig. 119^c.Fig. 119^d.

(Fig. 119^{a u. b}) oder aber aus Stehblech und Winkeleisen (Fig. 120^a) gebildet. Die Verstärkung des Grundquerschnitts erfolgt durch senkrechte Flacheisen (Fig. 119^c und 120^b) und Lamellen (Fig. 119^d und 120^b).

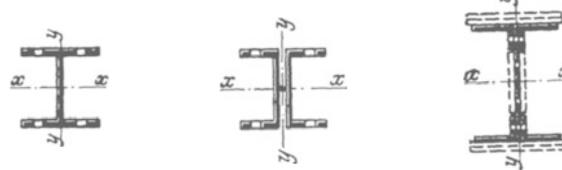
Der Lichtabstand der nebeneinanderliegenden Winkleisen (Fig. 119^a u. ^b) beträgt meist nur 8 bis 16 mm; die Instandhaltung des Anstrichs ist daher schwierig. Bei im Freien oder in Räumen mit stark säurehaltiger Luft liegenden Konstruktionen ist der Zwischenraum zwischen beiden Winkeln stets nach Fig. 119^c durch ein Flacheisen zu schließen.

β) Der \perp -förmige Querschnitt, aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkleisen (Fig. 121^a) gebildet; die Verstärkung erfolgt

Fig. 120^a.Fig. 120^b.Fig. 121^a.Fig. 121^b.

durch senkrechte oder wagerechte Flacheisen (Fig. 121^b) bzw. durch Hinzufügung von zwei weiteren Winkleisen.

γ) Der H -förmige Querschnitt, gebildet aus gewalzten H -Eisen (Normalprofilen oder breitflanschten Trägern, Fig. 122^a) oder aus zwei nebeneinanderliegenden L -Eisen (Fig. 122^b) oder endlich aus Stehblech und Winkleisen (Fig. 122^c). Die Verstärkung der Grundquerschnitte erfolgt durch Flacheisen und Lamellen, wie in Fig. 122^c gestrichelt angedeutet.

Fig. 122^a.Fig. 122^b.Fig. 122^c.

δ) Der kastenförmige (zweiwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Auseinanderrücken der vorhergenannten Querschnitte (Fig. 123 bis 126); die Verstärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt angedeutet. Bei im Freien liegenden Trägern dürfen diese Kästen unten nicht durch

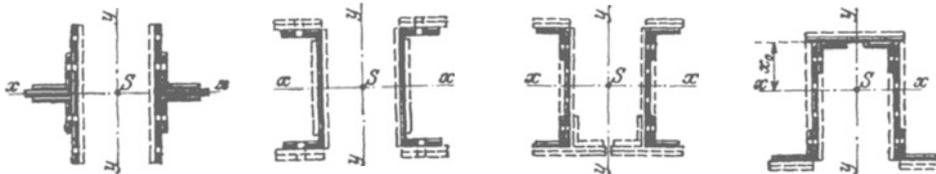


Fig. 123.

Fig. 124.

Fig. 125.

Fig. 126.

eine durchlaufende Lamelle so geschlossen werden, daß sie eine Rinne für das Regenwasser bilden.

Für die Größe des Lichtabstandes der beiden Wandungen ist bei den Gurtungen neben der Knicksicherheit und der Möglichkeit einer ordnungsmäßigen Vernietung vor allem die Abmessung der Füllungsstäbe senkrecht zur Fachwerkebene maßgebend, die

daher bei der Querschnittsermittlung an erster Stelle aus der erforderlichen Fläche und Knicksicherheit festzulegen ist. Je nach der Größe der Spannweite L wählt man den Lichtabstand zweckmäßig gleich dem 0,9- bis 0,8fachen der Gurtbreite in der Fachwerkebene.

b) Der Stab wird auf Druck beansprucht.

Die durch die Nietlöcher herbeigeführte Querschnittsverchwächung wird bei der Berechnung der nutzbaren Fläche in der Regel nicht berücksichtigt, weil sich die Druckkraft durch den Nietschaft hindurch übertragen kann.

Da mit der Druckbeanspruchung stets die Gefahr des Ausknickens verbunden ist, so sind (vgl. 4. Kap., B) die Stabquerschnitte so zu wählen, daß einmal die Trägheitsmomente J_x und J_y für die beiden Querschnittshauptachsen annähernd gleich groß sind, dann aber die Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt liegen, damit der Zahlenwert des Trägheitsmoments möglichst groß wird.

Ist S die Stabkraft in Tonnen,

s die freie Knicklänge in Meter,

\mathcal{S} der verlangte Sicherheitsgrad gegen Ausknicken, so berechnet sich das für den Stab erforderliche kleinste Trägheitsmoment (in cm^4) unter der Voraussetzung, daß die als reibungslose Gelenke gedachten Endpunkte des Stabes in seiner Achse geführt sind, zu

$$27) J_{\min} = \alpha S s^2,$$

und zwar ist bei Verwendung von Flußeisen für

Hochbaukonstruktionen mit $\mathcal{S} = 4 : \alpha = 1,82,$

Brücken- und Krankonstruktionen mit $\mathcal{S} = 5 : \alpha = 2,33.$

Hat umgekehrt der Stab das kleinste Trägheitsmoment J_{\min} (in cm^4), so berechnet sich seine Sicherheit gegen Ausknicken zu

$$27^*) \mathcal{S} = 2,15 \frac{J_{\min}}{S s^2}.$$

Als freie Knicklänge s ist die theoretische Stablänge, d. h. die Entfernung der beiden Endknotenpunkte des Stabes einzuführen unter der Voraussetzung, daß diese Punkte nicht nur in, sondern auch rechtwinklig zur Fachwerkebene

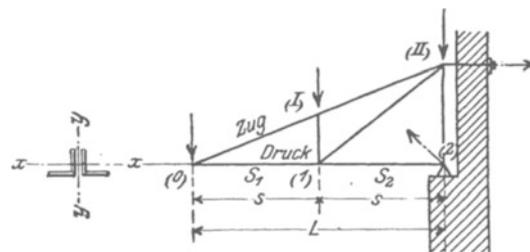


Fig. 127.

hinreichend gegen Ausweichen geschützt sind. Letztere Voraussetzung ist nur dann erfüllt, wenn entweder jeder einzelne Knotenpunkt durch einen nicht in der Trägerebene liegenden Stab an ein in sich und äußerlich unverschiebliches Raumfachwerk (an dessen Stelle auch die feste Erde treten kann) angeschlossen ist, oder aber

wenn der ebene Träger mit einem nicht in seiner Ebene liegenden zweiten Träger durch Wind- und Querverbände zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerkträger verbunden ist.

Ein Beispiel der ungenügenden Sicherung gegen Ausknicken senkrecht zur Trägerebene bietet der Knotenpunkt (1), der unteren Gurtung des Binders Fig. 127, der in der Obergurtebene (0) — (II) durch einen Windverband und in der senkrechten Ebene (2) — (II),

durch einen Querverband mit seinem Nachbarbinder verbunden ist. Hier ist zwar in der Binderebene zur Berechnung von $J_{x\ min}$ die freie Knicklänge gleich der Stablänge s , senkrecht zur Binderebene aber zur Berechnung von $J_{y\ min}$ die freie Knicklänge gleich $2s = L$ mit der Stabkraft $S = \frac{1}{2}(S_1 + S_2)$ einzuführen.

Die wichtigsten Querschnittsformen sind:

α) Der \perp -förmige Querschnitt, entweder aus zwei ungleichschenkligen Winkelisen (Fig. 128^a), für die sich die Bedingung $J_x = J_y$ annähernd erfüllen läßt, oder aus zwei gleichschenkligen Winkelisen (Fig. 128^b) oder endlich aus Stehblech und Winkelisen (Fig. 129) gebildet. Über die Schließung

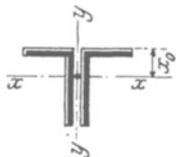
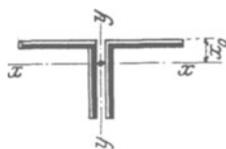
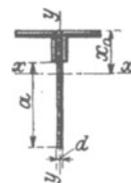
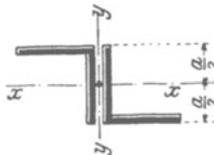
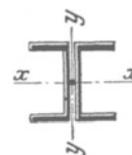
Fig. 128^a.Fig. 128^b.

Fig. 129.

des Zwischenraums zwischen den Winkelisen sowie über die Verstärkung dieser Grundquerschnitte gilt das bei den Zugstäben Gesagte.

β) Der \perp -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei gleichschenkligen Winkelisen (Fig. 130^a), für die sich die Bedingung $J_x = J_y$ erfüllen läßt, oder aus Stehblech und zwei gleich- oder ungleichschenkligen Winkelisen (Fig. 130^b). Verstärkung des Grundquerschnitts wie bei den Zugstäben.

Fig. 130^a.Fig. 130^b.Fig. 131^a.Fig. 131^b.

γ) Der \perp -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei mit abgewendeten Schenkeln angeordneten gleichschenkligen Winkelisen (Fig. 131^a, zur Vergrößerung von J_x gegenüber Fig. 128^b) oder aus gewalztem \perp -Eisen (Normalprofilen oder breitflanschigen Trägern) oder aus zwei nebeneinanderliegen-

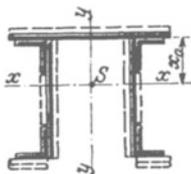


Fig. 132.

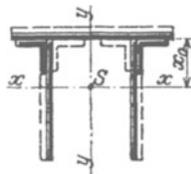


Fig. 133.

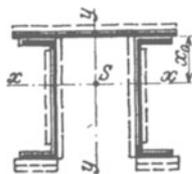


Fig. 134.

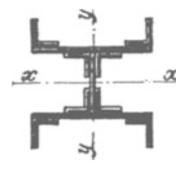


Fig. 135.

den \perp -Eisen (Fig. 131^b) oder endlich aus Stehblech und Winkelisen entsprechend Fig. 122^c.

δ) Der kastenförmige (doppelwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Auseinanderrücken der vorher genannten Querschnitte (Fig. 132 bis 135); die Verstärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt ange-

deutet. Für die Größe des Lichtabstandes gilt das bei den Zugstäben Gesagte. Bei den Obergurtstäben ist der Kasten oben stets durch eine Lamelle zu schließen.

c) Der Stab wird auf Druck (oder Zug) und Biegung beansprucht.

Erleidet der Stab die Druckkraft S und das Biegemoment M (Fig. 136), so ergeben sich die auftretenden Spannungen zu

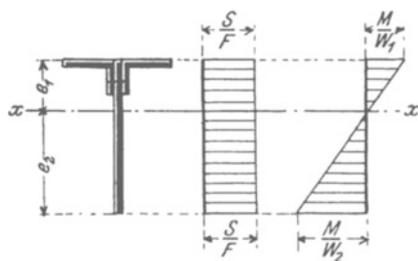


Fig. 136.

$$\sigma_{max} = \frac{S}{F} + \frac{M}{W_1} \quad \text{und}$$

$$\sigma_{min} = \frac{S}{F} - \frac{M}{W_2},$$

wobei $W_1 = \frac{J_x}{e_1}$ bzw. $W_2 = \frac{J_x}{e_2}$ das für die oberste bzw. unterste Faser maßgebende Widerstandsmoment ist und die Druckspannungen mit dem Pluszeichen eingeführt sind. Um σ_{max} möglichst klein zu erhalten, muß W_1 möglichst groß,

also e_1 möglichst klein werden, d. h. die Schwerachse xx ist nach derjenigen Seite hin zu verschieben, an der die Spannungen aus Stabkraft und Biegemoment das gleiche Vorzeichen haben.

Für solche Stäbe sind daher bezüglich der wagerechten Schwerachse unsymmetrische Querschnitte nach Fig. 128^a, 129, 132, 133 und 134 vorteilhaft.

Wenn aber nur verhältnismäßig kleine Momente auftreten (z. B. bei Dachbindern, bei Kranträgern mit geringer Nutzlast), verwendet man meist den \square - bzw. \square -Querschnitt; der dadurch bedingte Mehraufwand an Gewicht wird durch die Ersparnis der bei den unsymmetrischen Querschnitten erforderlichen Nietarbeit meist reichlich ausgeglichen.

Aufgabe 15. Für den in Fig. 61^k dargestellten, nur in den Knotenpunkten belasteten Binderträger sind die größten Stabkräfte in der nachfolgenden Zahlentafel 1 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden.

$$k = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad k_s = 750 \text{ kg/qcm} (\nu = \frac{1}{3}); \quad k_l = 2 k_s; \quad \mathcal{E} = 4 \text{ fach.}$$

Auflösung. Die Lösung der Aufgabe erfolgt am übersichtlichsten in einer Zahlentafel, in der die gewählten Querschnitte samt den wirklich vorhandenen Flächen und Trägheitsmomenten und die aus ihnen berechneten tatsächlichen Beanspruchungen und Knicksicherheiten, endlich Durchmesser, Anzahl und Beanspruchung der Niete auf Abscheren und Lochleibungsdruck aufgeführt sind. Zu der in Zahlentafel 1 enthaltenen Lösung der gestellten Aufgabe dienen folgende Erläuterungen.

a) Der Obergurt ist bei dem geringen Unterschied in den Stabkräften einheitlich von I bis IV durchgeföhrt; für seine Querschnittsbestimmung ist daher die größte Stabkraft $S = 24,4 \text{ t}$ maßgebend. Nach Gl. 1 wird $F = \frac{24400}{1000} = 24,4 \text{ qcm}$, nach Gl. 27 mit $s = \sim 2,8 \text{ m}$: $J_{min} = 1,82 \cdot 24,4 \cdot 2,8^2 = 348 \text{ cm}^4$. Da der gewählte Querschnitt ($2 \times 100 \cdot 100 \cdot 10$) eine Fläche von $38,4 \text{ qcm}$ und ein kleinstes Trägheitsmoment von 354 cm^4 hat, so wird die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{24400}{38,4} = 635 \text{ kg/qcm}$ und die Knicksicherheit $\mathcal{E} = 4 \cdot \frac{354}{348} = \sim 4 \text{ fach.}$ Nach Gl. 2 wird ferner $F_s = \frac{4}{3} \cdot 24,4 = 32,5 \text{ qcm}$, daher mit $d = 23 \text{ mm}$ und $\delta = 14 \text{ mm}$ (Zwischenraum zwischen den beiden Winkeleisen) nach Gl. 6: $z_s = \frac{32,5}{2 \cdot 4,2} = 4 \text{ Stück}$ und nach Gl. 7: $z_l = \frac{32,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 6 \text{ Stück}$. Bei Wahl von 6 Anschlußnieten ergibt sich daher die tatsächliche Beanspruchung auf Ab-

Zahlentafel I.

	Stab	Größe Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche		Knotenblechdicke mm	Der doppelschnittigen Niete			Bemerkungen	
				Fläche qcm	Trägheitsmom. cm ⁴	Beanspruchung kg/qcm	Knicksicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/qcm		Lochleibungsdruck kg/qcm
Obergurt	0—I	-24,4	 2 ∠ 100·100·10	38,4	354	635	4	14	23	6	480	1260	
	I—II	-23,3											
	II—III	-22,2											
	III—IV	-21,1											
Untergurt	0—1	+22,0	 2 ∠ 70·70·11	24,2		910			20	6	580	1310	
	1—2	+18,7											
	2—2'	+11,3											
Diagonalen	1—II	+3,3	 2 ∠ 55·55·6	4,7*)		700			16	2	410	860	*) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Trägerebene liegenden Schenkel.
	II—3	+3,3											
	2—3	+7,9											
	3—IV	+11,1											
Vertikale	1—I	-2,4	 2 ∠ 55·55·6	6,6*)	35	360	28		16	2	300	630	
	2—II	-4,6											
	3—III	-2,4											

scheren zu $\sigma_s = \frac{24400}{2 \cdot 6 \cdot 4,2} = \sim 480 \text{ kg/qcm}$ und auf Lochleibungsdruck $\sigma_l = \frac{24400}{6 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = \sim 1260 \text{ kg/qcm}$. Diese Zahl ist bei dem geringen Unterschied in den Stabkräften für alle Stäbe bis auf Stab III, bis IV, beibehalten.

b) Der Untergurt wird wegen des in Knotenpunkt (2) , vorhandenen Knicks von (0) bis (2) und von (2) bis $(2')$ in gleichem Profil durchgeführt. Es wird daher z. B. für Stab (0) bis (2) mit $S_{max} = 22,0 \text{ t}$ nach Gl. 1: $F = \frac{22000}{1000} = 22,0 \text{ qcm}$. Der gewählte Querschnitt ($2 \angle 70 \cdot 70 \cdot 11$) hat bei Berücksichtigung der Verschwächung durch 2 Nietlöcher von $20 \text{ mm } \phi$ die Fläche $2(14,3 - 2,0 \cdot 1,1) = 24,2 \text{ qcm}$, daher die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{22000}{24,2} = \sim 910 \text{ kg/qcm}$. Die Berechnung der Niete erfolgt genau wie beim Obergurt. Der Stab (2) bis $(2')$ ist des Aussehens wegen in gleicher Breite mit geringerer Schenkeldicke ausgeführt; daher seine geringe Beanspruchung.

c) Für die Füllungsstäbe ist hiernach nur noch hinzuzufügen, daß man mit Rücksicht auf eine ordnungsmäßige Vernietung (vgl. 7. Kap.) kleinere Winkel als $55 \cdot 55 \cdot 6$ vermeidet, daß man ferner bei der Berechnung der tatsächlichen Beanspruchung auf Lochleibungsdruck für δ den Wert $2 \times 6 = 12 \text{ mm}$ (d. i. die Summe der beiden Schenkeldicken) einzuführen, und daß man mindestens 2 Anschlußniete zu wählen hat, auch

Zählentafel 2.

Stab	Größte Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche		Der einschnittigen Niete			Bemerkungen								
			Fläche qcm	Trägheitsmoment cm ⁴	Beanspruchung kg/qcm	Knick-sicherheit	Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/qcm									
I—II	- 112,2		2	NP. 24	132,6	$J_x = 12020$	850	19	23	36	750							
II—III	- 112,2											+ 400	172,6	$J_x = 14580$	820	18	44	770
III—IV	- 141,0	+ 400	+ 400	158,8	$J_x = 27040$	860	44	750										
0—1	+ 66,8		2						NP. 24	84,0		800		23	22	730		
1—2	+ 66,8			200 · 100 · 16														
2—3	+ 136,2			2	200 · 100 · 16													
3—4	+ 136,2			+ 2 $\frac{300}{10}$ + 2 $\frac{120}{10}$														
0—I	- 88,5		2	NP. 24	106,2	$J_x = 9910$	830	9,8	23	28	760							
I—2	+ 65,6											+ 2 $\frac{90}{12}$						
2—III	- 46,5											2	NP. 24	75,9	860	23	22	720
III—4	+ 29,7 - 12,9											2	NP. 18	56,0	$J_x = 2710$	830	5,1	20
1—I	+ 25,3		1	Diff. 20 B	58,4	$J_y = 5170$	430		23	8	760							
2—II	0																	
3—III	+ 25,3																	
4—IV	0																	

wenn die Rechnung weniger ergibt. Wo nur die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel durch Niete angeschlossen sind, sind bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche auch nur diese Schenkel berücksichtigt.

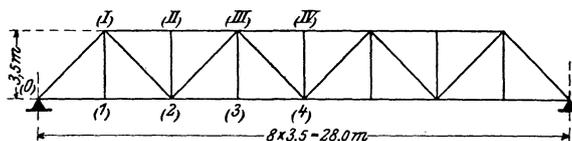
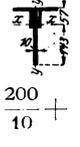
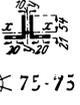


Fig. 137.

Aufgabe 16. Für den in Fig. 137 dargestellten, nur in den Knotenpunkten belasteten Trapezträger (Brückenträger) sind die größten Stabkräfte in Zählentafel 2 zusammen-

Zahlentafel 3.

	Stab	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment cmt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke mm	Der doppel-schnittigen Niete			Bemerkungen	
					Fläche qcm	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/qcm	Knick-sicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/qcm		Loch-leibungsdruck kg/qcm
Obergurt	⊗—II	— 8,7	84,4		43,8	$J_x = W_u = 1446$	$W_u = 101$	640	10	16	5	400	1090	$\sigma = \frac{15800}{43,8} - \frac{8440c}{253}$ $= -361 - 334$ $= \sim -700 \text{ kg/qcm}$ $\sigma = \frac{8700}{43,8} + \frac{84400}{101}$ $= -200 + 840$ $= +640 \text{ kg/qcm.}$	
	II—IV	— 12,6									6	530	1320		
	IV—VI	— 14,8									7	530	1320		
	VI—VIII	— 15,8									8	490	1240		
Untergurt	0—2	0	19,8		19,8			700		16	4	520	1300		
	2—4	+ 8,3									6	500	1250		
	4—6	+ 12,0									7	490	1230		
	6—8	+ 13,8													
Hauptdiagonalen	⊗—2	+ 10,2			15,2	$J_x = 67$	670		15	16	5	510	1280	*) Bei alleiniger Berücksichtigung der Trägerebene liegen den Schenkel.	
	II—4	+ 6,0										500	1250		
	IV—6	+ 4,4 — 0,3									3				
	VI—8	+ 3,3 — 1,5													
Nebendiagon.	1—II	+ 3,3	4,7*)				700			16	3	280	690		
	3—IV	+ 2,9													
	5—VI	+ 2,8													
	7—VIII	+ 2,7													
Hauptvertikale	0—⊗	— 5,8	9,1*)		67		660			16	3	480	1210		
	2—II	— 4,4													
	4—IV	— 3,4													
	6—VI	— 2,6													
	8—VIII	— 3,7											6,8		
Nebenvertikale	1—I	— 3,4	4,7*)		35		720	15		16	3	280	710		
	3—III														
	5—V														
	7—VII														

gestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 870 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 10/9$); $k_l = 2 k_s$; $\zeta = 5$ fach.

Auflösung. Zwei Brückenträger sind durch Anordnung eines Windverbandes in der Untergurtebene zu einem räumlichen Fachwerkträger vereinigt; mit Rücksicht auf die freie Durchfahrt sind die Querverbände als offene Halbrahmen (Fig. 73) ausgebildet. Die Vertikalen erleiden daher als Glieder dieser Halbrahmen Biegunsspannungen; ihre

Zahlentafel 4.

Stab	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment in cmt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke mm	Der einschnittigen Niete			Bemerkungen
				Fläche qcm	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/qcm	Knick-sicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/qcm	
0—I	- 10,3	- 14,0	 1 □ NP. 10 ^{1/2}	17,3	$J_x = 287$	$W_x = 55$	860	12 bzw. 10	7	7	740	$\sigma_{max} = \frac{10\,300}{17,3} + \frac{14\,000}{55} = 600 + 255 = \sim 860 \text{ kg/qcm.}$	
I—II	- 9,7	- 2,7			61					16	700		
I—III	- 9,2	- 1,3			61					7	670		
0—1	+ 9,0		 1 □ NP. 10 ^{1/2}	14,1			640			6			
1—2	+ 9,0							16	6	750			
2—2'	+ 8,7								6				
I—2	+ 0,3 - 0,2		 1 < 65 · 65 · 7 3,4*)	3,4*)	14	90	20	16	75	2		*) Bei alleiniger Berücksichtigung des in der Träger-ebene liegenden Schenkels.	
2—II	- 0,3									2			
II—3	+ 0,2 - 0,3									2			
3—III	+ 0,3 - 0,2									2			

Berechnung ist in Aufg. 79 des 11. Kap. durchgeführt. Aus ihrer Querschnittshöhe von 200 mm ergab sich der Lichtabstand des doppelwandigen Gurtquerschnitts zu 220 mm (200 + 2 Bleche von je 10 mm Stärke). Die weitere Lösung ist in Zahlentafel 2 durchgeführt. Da die Anschlußniete hier einschnittig sind, überall aber $\delta > \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5) ist, so erübrigt sich die Berechnung des Lochleibungsdrucks.

Aufgabe 17. Für den in Fig. 138 dargestellten, auch zwischen den Knotenpunkten durch die Krannutzlast belasteten Kranträger (Halbparabelträger) sind die größten Stabkräfte und Biegemomente in Zahlentafel 3 zusammengestellt; es sollen die Quer-

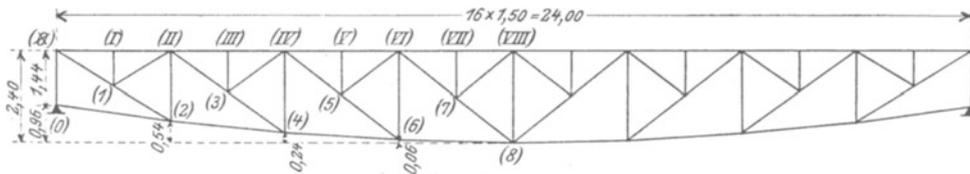


Fig. 138.

schnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 750 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 10/9$); $k_t = 2 k_s$; $\mathcal{E} = 5$ fach.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 3 durchgeführt. Der Obergurt ist mit Rücksicht auf die zusätzliche Biegebbeanspruchung durch die Krannutzlast T-förmig ausgebildet; bei der in der letzten Spalte durchgeführten Berechnung der größten auftretenden Spannungen bedeutet das Pluszeichen eine Zug-, das Minuszeichen eine Druckspannung. Kleinere Winkelprofile als 55 · 55 · 6 sind mit Rücksicht auf die ordnungsmäßige Vernietung auszuschließen. Die Zahl der Anschlußniete muß mindestens 3 sein,

auch wenn die Rechnung weniger ergibt. Bei den Füllungsstäben sind dort, wo nur die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel durch Niete angeschlossen sind, bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Fläche auch nur diese Schenkel berücksichtigt.

Aufgabe 18. Für den in Fig. 139 dargestellten Tonnendachbinder, dessen Obergurt stetig nach einem Kreisbogen gekrümmt ausgeführt und auch mitten zwischen den Knotenpunkten belastet ist, sind die größten Stabkräfte und Biegemomente (zusammengesetzt aus dem Einfluß der Stabkrümmung und der Zwischenbelastung) in Zahlentafel 4 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = 1/3$); $k_t = 2 k_s$; $\odot = 4$ fach.

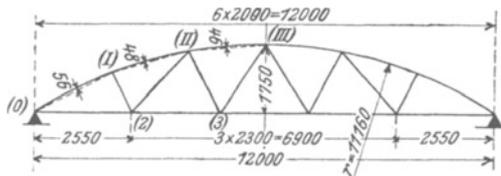


Fig. 139.

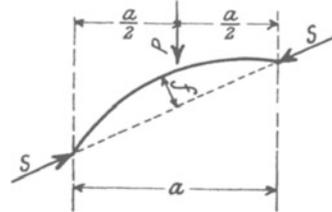


Fig. 140.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 4 durchgeführt. Der Obergurt ist auch in der Mitte der Fachweite $a = 2,0 \text{ m}$ belastet und erhält daher nach Fig. 140 das Moment $M = \frac{Pa}{4} - S_f$; im vorliegenden Falle überwiegt für alle Gurtstäbe der Einfluß der Stabkrümmung. In der Binderebene ist zur Berechnung von $J_x \min$ die ganze Stablänge s , senkrecht zur Binderebene aber zur Berechnung von $J_y \min$ nur die halbe Stablänge $s/2$ als freie Knicklänge einzuführen, da die die Last P in Stabmitte übertragende Pfette ein Ausweichen senkrecht zu Binderebene verhindert.

Wegen der geringen Größe der Diagonalspannkkräfte sind die Querschnitte ausnahmsweise einteilig ausgeführt. Da nun aber zwei benachbarte Binder nur in der Ebene ihrer Obergurte durch einen Windverband miteinander verbunden sind, so müßten zur Herbeiführung der inneren Unverschieblichkeit des aus beiden Bindern gebildeten Raumbauwerks zwischen den benachbarten Knotenpunkten der Untergurte Querverbände (Fig. 72) bzw. biegungsfeste Querrahmen (Fig. 73) angeordnet werden. Diese Querverbände läßt man aber bei Dachkonstruktionen immer dann fehlen, wenn in den Knotenpunkten des Untergurtes nennenswerte äußere Kräfte nicht angreifen. Es ist dann aber besonders bei einteiligem Untergurtquerschnitt (also bei kleinem J_y) zweckmäßig, die Füllungsstäbe kräftiger auszubilden als die Rechnung verlangt, damit sie durch ihren senkrecht zur Binderebene vergrößerten Biegezugwiderstand die fehlenden Querverbände wenigstens teilweise ersetzen.

Da für die angeordnete einschnittige Vernietung überall $\delta < \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5) ist, so erübrigt sich die Berechnung des Lochleibungsdrucks.

2. Ausbildung der Knotenpunkte.

a) Die Achsen sämtlicher an einem Knotenpunkt zusammenstreichenden Stäbe müssen sich in ein und demselben Punkt, nämlich dem Knotenpunkt selbst schneiden.

Denn die in den Stabachsen wirkenden Kräfte, z. B. S_1 bis S_5 in Fig. 141, sind an dem betrachteten Knotenpunkt im Gleichgewicht; sie müssen daher nicht nur ein geschlossenes Kräfteviereck (Fig. 141^a) bilden, sondern auch jede für sich in bezug auf den als reibungsloses Gelenk vorausgesetzten Knotenpunkt als Drehpunkt das Moment Null haben, d. h. durch diesen Drehpunkt gehen.

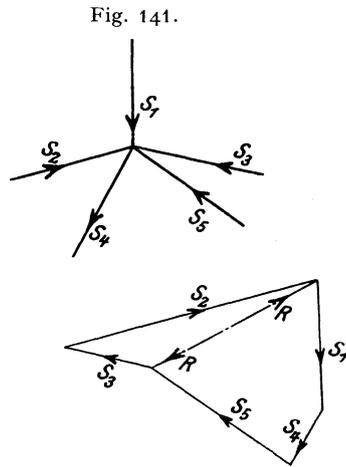
b) Die Richtungslinie der Stabkraft muß durch den Schwerpunkt des der Ausführung zugrunde gelegten Querschnitts gehen.

Denn die bei der Querschnittsberechnung gemachte Voraussetzung einer gleichförmigen Verteilung der Stabkraft über die ganze Querschnittsfläche bedingt, daß die Kraft im Schwerpunkt dieser Fläche angreift.

Nur bei wenig beanspruchten, aus zwei nebeneinanderliegenden Winkeleisen gebildeten Querschnitten läßt man wohl die Richtungslinie der Stabkraft mit der Wurzelinie zusammenfallen, wenn zur Übertragung der Kraft schon die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel allein ausreichen, die senkrecht zu dieser Ebene stehenden Schenkel also nur die seitliche Steifigkeit des Stabes herbeiführen sollen.

In der Regel müssen auch die Schwerpunkte der Querschnitte sämtlicher Stäbe in ein und derselben Ebene, nämlich in der Ebene des Fachwerks selbst liegen; aus dieser Bedingung folgt die Notwendigkeit, alle Stabquerschnitte symmetrisch zu dieser Ebene auszubilden. Nur bei gering beanspruchten ebenen Trägern (vgl. Aufg. 18) sowie bei räumlichen Fachwerkkonstruktionen (Turm- und Kuppelbauten, Wind- und Querverbänden) weicht man von dieser Regel ab.

Ändert sich die Lage des Schwerpunkts bei einem über mehrere Fachweiten durchlaufenden Stab (z. B. beim Obergurt der Aufgabe 16), so läßt man die Richtungslinie der Stabkraft mit einer gemittelten Schwerpunktslage zusammenfallen (vgl. Aufg. 20).



c) In den Knotenpunkten läßt man die Gurtstäbe als die am stärksten beanspruchten Konstruktionsteile möglichst ununterbrochen durchgehen; die Füllungsstäbe werden dagegen in den Knotenpunkten senkrecht zu ihrer Achse abgeschnitten und entweder an das durchlaufende Gurtstehblech oder an ein besonderes Knotenblech angeschlossen, das 7 bis 24 mm Stärke erhält und einteilig bzw. bei kastenförmigen Querschnitten zwei- oder mehrteilig ausgebildet ist. Jeder einzelne Teil eines Füllungsstabes muß dabei mit so viel Nieten angeschlossen werden, wie dem auf ihn entfallenden Teil der ganzen Stabkraft entspricht, vorausgesetzt, daß die ganze Querschnittsfläche zur Aufnahme der Stabkraft erforderlich ist; die senkrecht zum Knotenblech liegenden Querschnittsteile erfordern dabei besondere Anschlußwinkel (Fig. 17), in deren einem Schenkel zweckmäßig ein oder zwei Niete mehr als erforderlich angeordnet werden. Genügt dagegen zur Aufnahme der ganzen Stabkraft schon der in der Trägerebene liegende Querschnittsteil, so genügt es, auch nur diesen anzuschließen. Die Berechnung der erforderlichen Nietanzahl ist bereits bei der Querschnittsbestimmung der Stäbe durchgeführt. Zum Anschluß sind bei Hochbaukonstruktionen mindestens zwei, bei Brücken- und Kranbauten mindestens drei Niete zu wählen, auch wenn die Rechnung weniger ergibt. Die Anschlußniete müssen stets symmetrisch zur Stabachse angeordnet sein.

Die Größe und Stärke des Knotenblechs ist so zu wählen, daß die erforderliche Querschnittsfläche eines jeden angeschlossenen Stabes auch wirklich durch den anteiligen Querschnitt des Knotenblechs ersetzt wird. Sämtliche Ecken des Blechs, das im übrigen eine möglichst einfache Umrißform erhalten soll, müssen durch die Fachwerkstäbe verdeckt liegen oder aber mit den Kanten dieser Stäbe zusammenfallen.

Die Mittelkraft R der an das Knotenblech angeschlossenen Füllungsstäbe (S_1 , S_4 und S_5 in Fig. 141) muß mit der gleich großen Mittelkraft der beiden

in dem betrachteten Knotenpunkt angreifenden Gurtkräfte (S_2 und S_3) im Gleichgewicht sein; daher muß das Knotenblech mit so viel Nieten an die durchlaufende Gurtung angeschlossen werden, wie der größten Mittelkraft R_{max} entspricht, und zwar tunlichst gleichmäßig an alle Teile des Gurtungsquerschnitts. Die aus R_{max} errechnete Nietanzahl muß aber, um das Knotenblech zwischen den Nieten zur dichten Anlage an die Gurtstäbe zu bringen, immer dann vermehrt werden, wenn sich der Nietabstand für Druckstäbe größer als das 6fache, für Zugstäbe größer als das 8fache des Nietdurchmessers ergibt.

Aufgabe 19. Es ist der Knotenpunkt (II), der oberen Gurtung des Binderträgers Fig. 61^k zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 1).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Fig. 142. Nachdem die fünf am Punkt (II), zusammentreffenden Stabachsen strichpunktiert aufgetragen sind, entnimmt man den Normalprofiltabellen den Abstand der Schwerpunkte der gewählten Querschnitte von der Winkelkante, und zwar 28 mm für die Gurtstäbe $100:10$, 17 mm für den Vertikalstab $60:6$ und 16 mm für die Diagonalstäbe $55:6$. Hiermit werden sämtliche Winkeleisen mit ihren Wurzelmassen eingezeichnet, die Gurtstäbe durchlaufend, die Zwischenstäbe aber an der Zusammenstoßstelle mit den Gurtwinkeln senkrecht zu

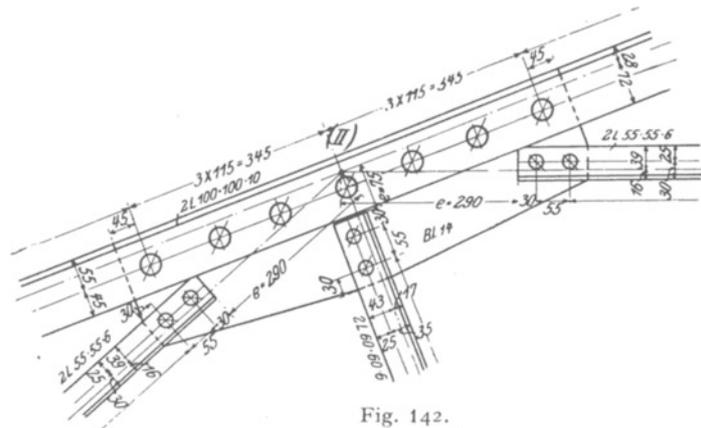


Fig. 142.

ihrer Achse abgeschnitten. Das Maß e vom Knotenpunkt bis zum Ende des Füllungsstabes wird zweckmäßig so gewählt, daß sich für die ganze Länge der Winkeleisen ein auf 5 oder 0 abgerundetes Maß ergibt. Darauf wird in jedem Füllungsstab die in Zahlentafel 1 berechnete Nietanzahl eingezeichnet; da hier zur Übertragung der Stabkraft bei allen drei Stäben die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel genügen, so sind auch nur diese angeschlossen. Der Abstand der Niete vom Stabende wird zu $2d$, die Teilung zu $3d$ bis $3,5d$ gewählt, wobei alle Nietmaße auf 5 oder 0 abgerundet werden.

Endlich werden die Abmessungen des Knotenblechs in tunlichst runden Maßen und so festgelegt, daß seine Ränder überall annähernd um $2d$ von den äußersten Nieten der angeschlossenen Stäbe abstehen. Die Stärke des Knotenblechs ist zu $\pi/4 \cdot 16 = \sim 14$ mm gewählt, damit für den kleinsten Nietdurchmesser $d = 16$ mm die Bedingung $\delta \geq \pi/4 \cdot d$ erfüllt ist. Die anteilige Querschnittsfläche des Knotenblechs ergibt sich dann für den Vertikalstab zu $6,0 \cdot 1,4 = 8,4$ qcm bzw. für die Diagonalstäbe zu $5,5 \cdot 1,4 = 7,7$ qcm, während nach Aufgabe 15 nur 4,6 bzw. 3,3 qcm erforderlich sind.

Da die beiden Gurtstäbe hier in ein und dieselbe gerade Linie fallen, ergibt sich die Resultierende R_{max} gleich der Differenz ihrer Stabkräfte, also nach Zahlentafel 1 zu $R_{max} = 23300 - 22200 = 1100$ kg, zu deren Aufnahme schon 1 Niet von 23 mm ϕ genügen würde. Da aber für Druckstäbe $t_{max} \leq 6d$ sein soll, so ergibt sich aus der vorher schon festgelegten Länge des Knotenblechs eine Teilung $t = 115$ mm $= 5d$.

Für die Ausführung in der Werkstatt wird der ganze Binder bis zur Mitte in der erläuterten Weise im Maßstabe 1:10, die Knotenbleche aber für sich noch besonders mit allen Bohrungen in natürlicher Größe aufgezeichnet.

der zweiteiligen Knotenbleche berechnet sich zu $2(18,0 + 2 \cdot 7,0) 1,0 = 64,0$ qcm gegenüber $56,0$ qcm in den beiden \square NP. 18.

Anschluß der rechten Diagonale (III), bis (4). $F = 34,4$ qcm ($2 \square$ NP. 14);

$n = 20$; daher $\nu = \frac{20}{34,4} = 0,58$ Niete; es ergeben sich daher für den Anschluß

eines Stegs $(14,0 \cdot 0,7 = 9,8 \text{ qcm}) 9,8 \cdot 0,58 = 6$.

eines Flansches $([5,3 - 1,6] \cdot 1,0 = 3,7 \text{ qcm}) 3,7 \cdot 0,58 = 2$,

insgesamt $2 \times 6 + 4 \times 2 = 20$ Niete.

Der Anschluß der Flansche erfolgt durch $\sphericalangle 60 \cdot 60 \cdot 8$. Anteiliger Knotenblechquerschnitt $2(14,0 + 2 \cdot 6,0) 1,0 = 52,0$ qcm gegenüber $34,4$ qcm in den beiden \square NP. 14.

Anschluß der Vertikalen (3) bis (III). Das gewählte H Diff. 20 B hat in den Flanschen $2(20,0 - 2 \cdot 2,3) \frac{0,95 + 1,81}{2} = 42,5$ qcm, während nach Aufg. 16 und Zahlentafel 2 nur $\frac{25 \cdot 300}{870} = 29,1$ qcm erforderlich sind; es genügt daher, nur die Flansche, und zwar

jeden mit $\frac{8}{2} = 4$ Nieten von $23 \text{ mm } \phi$ anzuschließen; gewählt sind $2 \times 6 = 12$ Anschlußniete zur Vermeidung einer zu großen Teilung. Die den Vertikalstab unmittelbar mit dem Gurtstab verbindenden (hier 4) Niete werden zweckmäßig nicht zu den vorhandenen Anschlußnieten gerechnet.

Der Steg der Vertikalen ist stets dann durch Kopfwinkel (w in Fig. 143) mit den Lamellen des Obergurts zu verbinden, wenn die Knotenbleche (wie in Fig. 143) nur an einen Teil der Gurtung (nämlich hier nur an die Stege der \square NP. 24) angeschlossen sind. Diese Winkel w bewirken unter Vermittlung der die Vertikale mit Knotenblech und Gurt verbindenden (daher auch als Anschlußniete für die Vertikale nicht mitzuzählenden) Niete den teilweisen Anschluß der Knotenbleche auch an die Lamellen des Obergurts, wie er hier bei der verhältnismäßig geringen Größe der Diagonalstabkräfte genügt. Treten besonders große Spannkkräfte in den Füllungsstäben auf (z. B. in Stab (0) bis (I), und (I) bis (2) der Fig. 137), so soll man das Knotenblech möglichst an alle Querschnittsteile der Gurtstäbe durch besondere Hilfwinkel anschließen, die (vgl. Fig. 149 und 150) oben innen zwischen Lamellen und Knotenblechen, unten außen zwischen den Gurtflanschen und Knotenblechen angeordnet werden.

Anschluß des Knotenblechs an den Obergurt. Zur Berechnung der Resultierenden R_{max} (Fig. 141) macht man zweckmäßig die etwas zu ungünstige Annahme, daß die größten Spannkkräfte in den beiden Diagonalen gleichzeitig, d. h. bei derselben Stellung der Verkehrslast eintreten; man erhält dadurch einen etwas zu großen Wert für R_{max} , der aber gerechtfertigt erscheint, weil man voraussetzt, daß sich die in das Knotenblech eingeführte Mittelkraft der Füllungsstäbe über den ganzen Gurtquerschnitt verteilt, während der Anschluß des Knotenblechs in Wirklichkeit nur an einen Teil dieses Querschnitts erfolgt. Da die Gurtstäbe hier in einer Geraden liegen, gegen die die Diagonalen um 45° geneigt sind, so ergibt sich (nach Zahlentafel 2) $R_{max} = (46,5 + 29,7) \sin 45^\circ = 54,1 \text{ t}$, so daß mit $F_s = \frac{10}{9} \cdot \frac{54 \cdot 100}{870} = 69,1 \text{ qcm}$ und $d = 23 \text{ mm}$ nach Gl. 3: $n_s = \frac{69,1}{4,2} = 17$ Niete erforderlich sind; zur Vermeidung zu großer Teilungen sind $2 \times 12 = 24$ Niete angeordnet.

Der Gurtquerschnitt vermehrt sich im Knotenpunkt (III), um eine Lamelle $400'_{10}$, die (nach Zahlentafel 2) $44 - 36 = 8$ Anschlußniete von $23 \text{ mm } \phi$ erfordert; vorhanden sind 12 Niete bei Nichtzählung der im Winkel w sitzenden). Um die zur Unterbringung dieser Niete erforderliche Länge ist die hinzukommende Lamelle über den Knotenpunkt (III), hinaus nach links zu verlängern.

Unmittelbar neben dem Knotenblech müssen die beiden Teile eines kastenförmigen Querschnitts sowohl bei Zug- als auch bei Druckstäben durch senkrecht zur Fachwerkebene liegende Bindbleche (b Fig. 143) miteinander verbunden werden, die mit mindestens zwei hintereinandersitzenden Nieten an jeden Flansch anzuschließen sind.

Die Knotenblechstärke ist zu $\frac{\pi}{8} \cdot 23 = \sim 10 \text{ mm}$ gewählt, um für den größten Nietdurchmesser $d = 23 \text{ mm}$ die Bedingung $\delta \geq \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5) zu erfüllen.

auf die Art der Montage und die Tragkraft der bei ihr zur Verfügung stehenden Hebezeuge oder endlich auf die durch den Versand bedingten größten Längen- und Breitenabmessungen;

- β) die Stabachse eine nennenswerte Richtungsänderung erleidet;
- γ) bei Ausleger- oder Gerberträgern Gelenke vorhanden sind.

Jeder einzelne Teil des Gurtquerschnitts ist dabei mit der auf ihn entfallenden Nietanzahl durch eine besondere Stoßlasche zu decken; für die in der Trägerebene liegenden Querschnittsteile darf das Knotenblech als Stoßlasche mitbenutzt werden. Auf die Vermeidung von Fugen, die zur Ansamm-

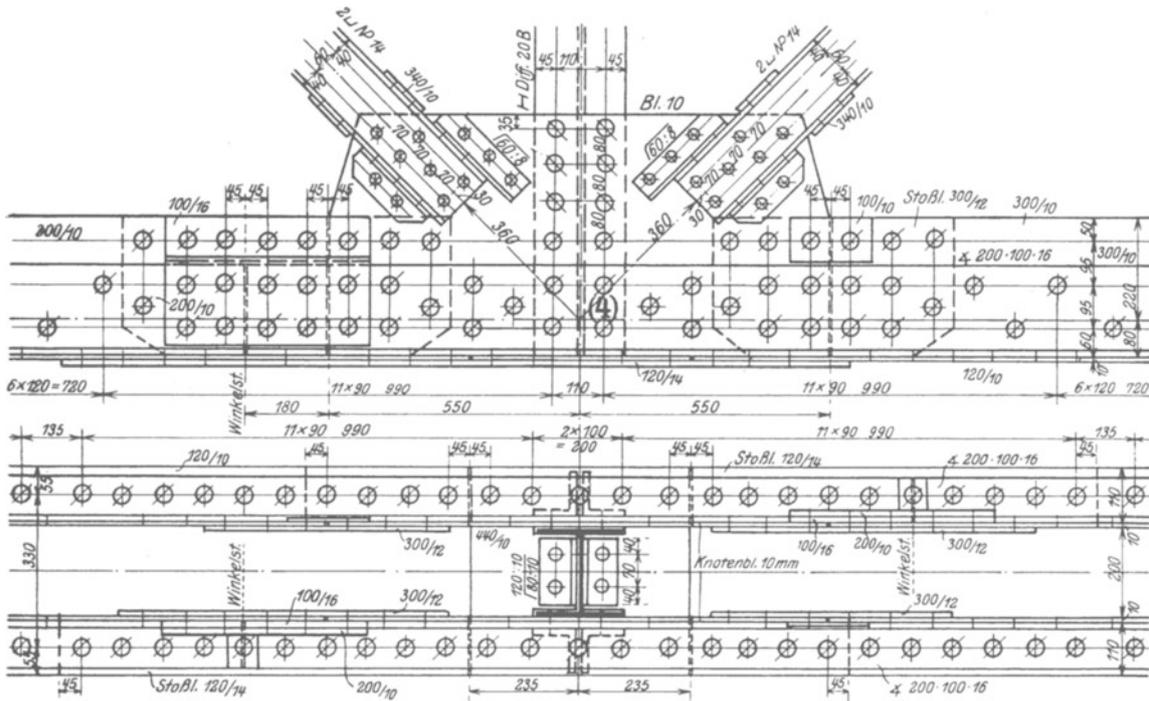


Fig. 147.

lung von Staub, Schmutz und Rost Anlaß geben, ist besonders bei im Freien liegenden Trägern zu achten.

Aufgabe 23. Der in Fig. 137 dargestellte Trapezträger ist mit Rücksicht auf erhältliche Walzlängen, Montage und Versand nach der Vertikalen (4) bis (IV), in zwei Teile zerlegt; es ist der Stoß des Untergurts in Punkt (4) zu berechnen und zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 2).

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 147 dargestellt. Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 158,8 \text{ qcm}$ $\left(2 \frac{300}{10} + 2 \triangleleft 200 \cdot 100 \cdot 16 + 2 \frac{120}{10} \right)$ und die erforderliche Nietanzahl $n = 44$; daher sind für 1 qcm Fläche $\frac{44}{158,8} = 0,28$ Niete erforderlich; es ergeben sich daher für den Anschluß

$$\text{eines Stehblechs } \begin{cases} (10,0 - 2,3) \cdot 1,0 = 7,7 \text{ qcm} : 7,7 \cdot 0,28 = 2 \\ (20,0 - 2,3) \cdot 1,0 = 17,7 \text{ qcm} : 17,7 \cdot 0,28 = 5 \end{cases}$$

$$\underline{\quad 25,4 \text{ qcm} \quad \quad \quad 7,}$$

$$\begin{array}{l} \text{eines Winkels } \left\{ \begin{array}{l} 10,0 \cdot 1,6 = 16,0 \text{ qcm} : 16,0 \cdot 0,28 = 4 \\ (18,4 - 2,3) \cdot 1,6 = 25,8 \text{ qcm} : 25,8 \cdot 0,28 = 7 \\ \hline 41,8 \text{ qcm} \qquad \qquad 11, \end{array} \right. \\ \text{einer Lamelle} \qquad 12,0 \cdot 1,0 = 12,0 \text{ qcm} : 12,0 \cdot 0,28 = 4, \end{array}$$

insgesamt $2(7 + 11 + 4) = 44$ Niete.

Das Stehblech ist beiderseits des Knotenpunkts gestoßen und in das mit ihm bündig liegende, 10 mm starke Knotenblech durch innen liegende Laschen $300/13$ mit $(30,0 - 3 \cdot 2,3) 1,2 = 27,7$ qcm Fläche mit je 8 Anschlußnieten eingebunden; da bei der Berechnung der wirklich vorhandenen Fläche 2 Niete im Stehblech in Abzug gebracht sind, dürfen in der ersten Nietreihe der Stoßlasche auch nur 2 Niete angeordnet werden. Das außenliegende Flacheisen $100/10$ bzw. $100/16$ sichert die offene Fuge gegen Eindringen von Schmutz und Feuchtigkeit.

Die Winkeleisen sind in den beiden Gurtwänden symmetrisch zum Knotenpunkt (4) gestoßen, und zwar der wagerechte Schenkel $100/16$ durch eine Lamelle $120/14$ mit 16,8 qcm Fläche und 4 Anschlußnieten, der senkrechte aber durch die innere Stoßlasche $300/13$ des Stehblechs und eine äußere Stoßlasche $300/10$ mit $(1,2 + 1,0)(20,0 - 3 \cdot 2,3) = 28,8$ qcm Fläche und 4 doppelschnittigen Nieten von 23 mm ϕ , die bei 860 kg/qcm tatsächlicher Zugbeanspruchung des Gurtquerschnittes die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{25,8 \cdot 860}{2 \cdot 4 \cdot 4,2}$

$= 660$ kg/qcm (zulässig $0,9 \cdot 870 = 780$ kg/qcm) und $\sigma_l = \frac{25,8 \cdot 860}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,6} = 1510$ kg/qcm

(zulässig $2 \cdot 780 = 1560$ kg/qcm) erleiden. Das äußere Flacheisen $100/16$ dient zur Schließung der sonst entstehenden Rinnenfuge von 16 mm Breite; die innere Lasche $300/13$ ist um eine Nietreihe über die äußere Lasche verlängert und mit 2 Nieten angeschlossen, ehe in der 1. Reihe des Winkelstoßes der Querschnitt durch 3 Niete verschwächt wird.

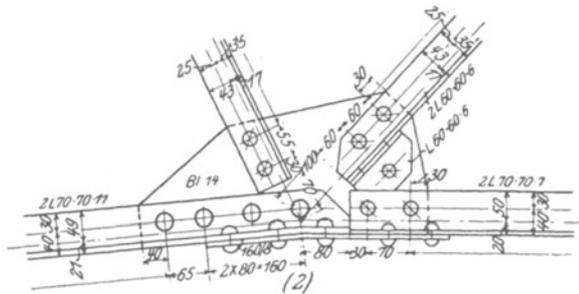


Fig. 148.

Die Lamellen sind am Knotenpunkt durch ein beide Gurtwände verbindendes wagerechtes Bindblech ersetzt, an das die Vertikale wieder durch Winkel w (vgl. Fig. 143) angeschlossen ist. Der Stoß ist durch die auch für den Stoß der wagerechten Winkelschenkel benutzten Laschen $120/14$ mit 4 Nieten gedeckt; zwischen Winkel- und Lamellenstoß müssen daher mindestens 4 Niete angeordnet werden (vorhanden 5 Niete).

Die Teilung der in zwei Ebenen erfolgenden Vernietung ist zu $4d = \sim 90$ mm gewählt.

Aufgabe 24. Der in Fig. 61* dargestellte Binderträger ist mit Rücksicht auf Versand und Montage nach der Linie (2) bis (IV) geteilt; es ist der Stoß im Knotenpunkt (2) des Untergurts zu berechnen und zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 1).

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 148 dargestellt. Die senkrechten Winkelschenkel sind durch das 14 mm starke Knotenblech, die wagerechten durch eine besondere Stoßlasche $160/8$ mit $(16,0 - 2 \cdot 2,0) \cdot 0,8 = 9,6$ qcm Fläche gedeckt. Diese überträgt von der Stabkraft (2) bis (2') die Hälfte mit 5,7 t, die mit $f_s = \frac{4}{3} \cdot 5,7 = 7,6$ qcm nach Gl. 3: $n_s = \frac{7,6}{2,0} = 4$ und nach Gl. 4: $n_l = \frac{7,6}{2 \cdot 1,6 \cdot 1,4} = 2$ einschnittige Niete von 16 mm ϕ erfordert; vorhanden sind in der Stoßlasche 4 einschnittige (im Knotenblech daher 2 doppelschnittige) Niete von 16 mm ϕ . Von der Stabkraft (1) bis (2) bleibt darnach durch das Knotenblech der Teil $18,7 - 5,7 = 13,0$ t zu übertragen, so daß es in einer Breite von $13,0$ $\frac{1,4}{1,4} = 9,0$ cm als wirksam einzuführen ist; mit $f_s = \frac{4}{3} \cdot 13,0 = 17,3$ qcm sind nach Gl. 6:

$z_s = \frac{17,3}{2 \cdot 3,1} = 3$ und nach Gl. 7: $z_l = \frac{17,3}{2 \cdot 2,0 \cdot 1,4} = 4$ doppelschnittige Niete von 20 mm ϕ

eines Stegs $(24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ qcm}) : 22,8 \cdot 0,27 = 6,$
 eines Flansches $(7,55 \cdot 1,3 = 9,8 \text{ qcm}) : 9,8 \cdot 0,27 = 3,$
 einer Lamelle $(40,0 \cdot 1,2 = 48,0 \text{ qcm}) : 48,0 \cdot 0,27 = 13,$

insgesamt $2 \cdot 6 + 4 \cdot 3 + 13 = 37$ Niete. In den durch das Abbiegen verschwächten Teilen ist die erforderliche Nietanzahl um 2 bis 4 zu vermehren.

Stab ρ , bis Γ , $F = 106,2 \text{ qcm}$; $n = 28$; daher $\nu = \frac{28}{106,2} = 0,26$; es ergeben sich daher für den Anschluß

eines Stegs $(24,0 \cdot 0,95 = 22,8 \text{ qcm}) : 22,8 \cdot 0,26 = 6,$
 eines Flansches $(7,55 \cdot 1,3 = 9,8 \text{ qcm}) : 9,8 \cdot 0,26 = 2,5,$
 einer Lamelle $(9,0 \cdot 1,2 = 10,8 \text{ qcm}) : 10,8 \cdot 0,26 = 3,$

insgesamt $2 \cdot 6 + 4 \cdot 2,5 + 2 \cdot 3 = 28$ Niete. Zwischen den Lamellen ${}^{90}/_{12}$ ist ein mit ihnen bündig liegendes Futter ${}^{220}/_{12}$ erforderlich.

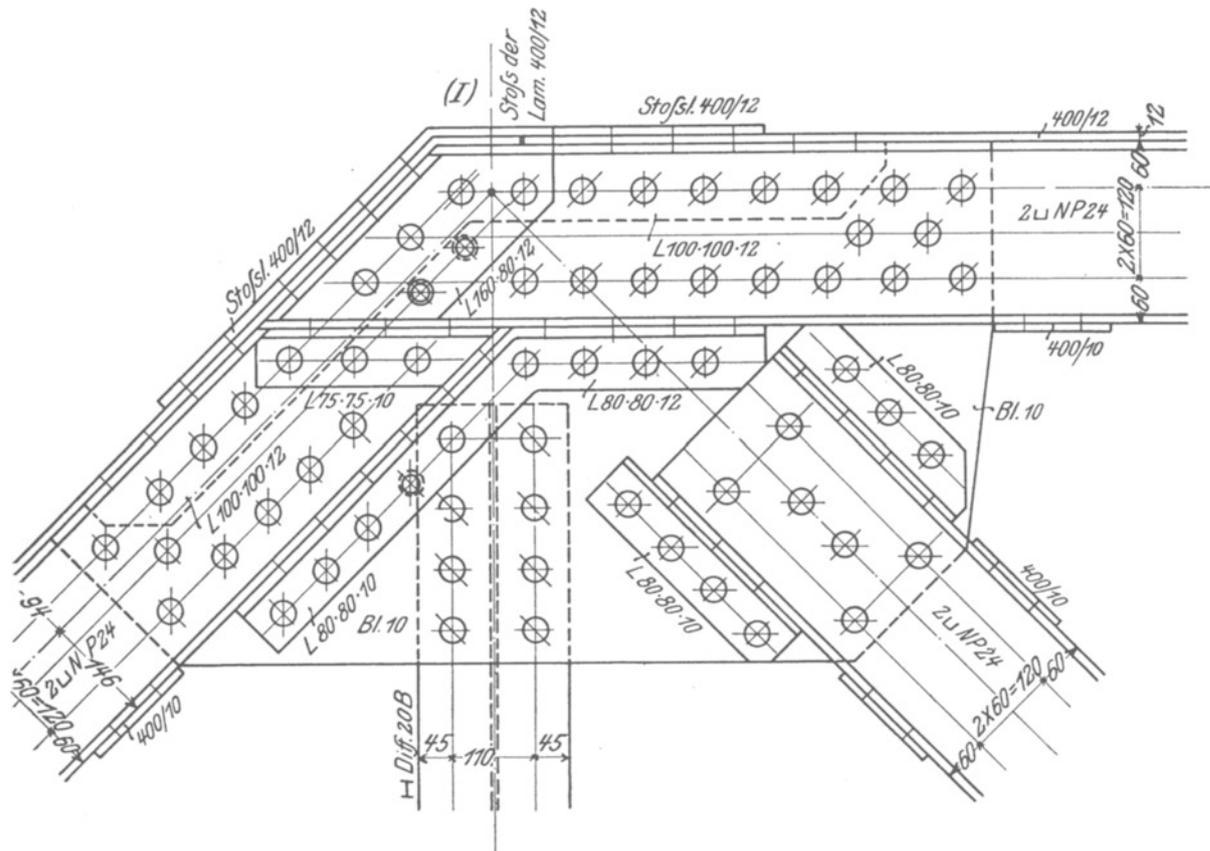


Fig. 150.

Eine zweite Lösung der Aufgabe ist in Fig. 150 dargestellt. Die \perp -Eisen des Schrägstabes ρ , bis Γ , stoßen stumpf gegen die unteren Flansche der Gurt- \perp -Eisen; die Stoßfuge ist durch aufgenietete Winkel $75 \cdot 75 \cdot 10$ gegen den Zutritt von Staub und Feuchtigkeit geschützt. Die Gurt- \perp -Eisen gehen bis zu den Lamellen ${}^{90}/_{12}$ des Schrägstabs durch und fassen diese mit Hilfs winkeln $150 \cdot 80 \cdot 12$. Die Stoßdeckung der Lamellen und \perp -Eisenflanschen erfolgt wie in Fig. 149.

Aufgabe 26. Es soll der Stoß im festen Gelenkpunkt Γ , des Obergurts des in Fig. 151 dargestellten Gerberträgers entworfen werden. Der Auflagerdruck des eingehängten Trägers ist $N = 71,0 t$. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 10/9$); $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 152 dargestellt; der Deutlichkeit wegen ist der eingehängte Träger rot eingezeichnet. Gurt- und Diagonalstab dieses Trägers sind in 2

und 154^a) oder aber durchlaufend durch Säumung der vorstehenden Blech- bzw. Winkelkante mit Winkeleisen (Fig. 154^b); werden diese Saumwinkel in die Knotenbleche eingebunden, so dürfen sie bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Querschnittsfläche mit in Ansatz gebracht werden.

b) **Zweiteilige Querschnitte.** Die nebeneinanderliegenden, nicht durchlaufend miteinander vernieteten Querschnittsteile müssen nicht nur unmittelbar neben den Knotenblechen, sondern auch zwischen den Knotenpunkten sowohl bei Zug- als auch bei Druckstäben in gewissen Entfernungen λ miteinander verbunden werden.

α) Bei Druckstäben ergibt sich die Entfernung λ der Verbindungspunkte aus der Bedingung, daß jeder einzelne Querschnittsteil, dessen kleinstes Trägheitsmoment i_{min} sei, für den auf ihn entfallenden Teil S_n der Gesamtstabkraft S hinreichend knicksicher ist. Führt man S_n in Tonnen, λ in Meter ein, so ergibt sich aus Gl. 27:

$$28) \quad \lambda = \sqrt{\frac{i_{min}}{\alpha S_n}}$$

Ergibt Gl. 28 einen Wert $\lambda > \frac{s}{3}$, so sind die Verbindungen in den Drittelpunkten der Stablänge s anzuordnen.

Besteht der Querschnitt aus n gleichen Teilen, so ist $S_n = \frac{S}{n}$ einzuführen.

Aufgabe 27. In welcher Entfernung müssen die beiden Obergurtwinkel 100·100·10 des Binderträgers Fig. 61^k miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 1 ist $S = 24,4$ t, nach den Normalprofiltabellen $i_{min} = 73$ cm⁴, daher mit $n = 2$ und $\alpha = 1,82$ (vgl. Aufg. 15) $\lambda = \sqrt{\frac{73}{1,82 \cdot 12,2}} = 1,8$ m; da die Stablänge $s = 2,8$ m ist, so sind beide Winkeleisen in den Drittelpunkten miteinander zu verbinden.

Aufgabe 28. In welcher Entfernung müssen die beiden Querschnittsteile des Stabes (0) bis (I) des Trapezträgers Fig. 137 miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 2 ist $S = 88,5$ t, daher mit $i_{min} = 340$ cm⁴ (1 □ NP. 24 + ^{90/12}), $n = 2$ und $\alpha = 2,33$ (vgl. Aufg. 16) $\lambda = \sqrt{\frac{340}{2,33 \cdot 44,3}} = 1,8$ m; da die Stablänge $s = 4,9$ m ist, so sind die beiden Teile in den Drittelpunkten miteinander zu verbinden.

Sind die Teile eines Stabquerschnitts nur um Knotenblechdicke voneinander entfernt, so werden sie durch Bindbleche, d. s. Futterstücke von der Stärke des Knotenblechs miteinander verbunden, die an jeden Teil durch



Fig 155.

mindestens zwei, bei größeren Stabkräften besser drei hintereinandersitzende Niete anzuschließen sind (Fig. 155). Bei kreuzförmigen Querschnitten (Fig. 156) werden die Bindbleche paarweise in den senkrecht zueinander stehenden Ebenen angeordnet.

Bei kastenförmigen Querschnitten sind die Bindbleche an jedem Querschnittsteil mit mindestens drei hintereinandersitzenden Nieten anzuschließen. Die in Fig. 157 für den Stab (2) bis (III) des Trapezträgers Fig. 137 dargestellte alleinige Verbindung der Flanschen genügt bis zu etwa 200 mm Höhe des Stegs bzw. Stehblechs; darüber hinaus treten an Stelle der Bindebleche

genietete Querrahmen, die an alle Querschnittsteile (Stege, Flanschen bzw. Gurtwinkel und Lamellen) anzuschließen sind. Für den Obergurt des Trapezträgers Fig. 137 ist ein solcher Querrahmen in Fig. 158 dargestellt; er besteht aus einem \sqsubset NP. 22 zur unmittelbaren Verbindung der Stege und aus Saumwinkeln $70 \cdot 70 \cdot 9$ zum Anschluß an die Lamelle und unteren Flansche. Legt man auf ein ruhigeres Aussehen Wert, so vermeidet man das Vorstehen der unteren Saumwinkel durch die Anordnung nach Fig. 159, die den Querrahmen des Stabes (0) bis (I) des Trägers Fig. 137 darstellt.

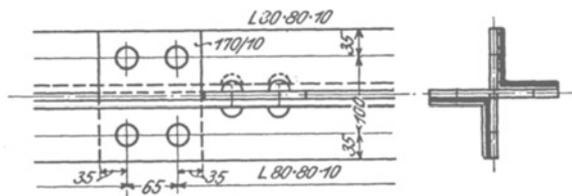


Fig. 156.

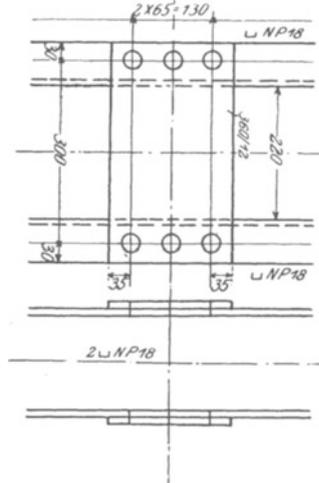


Fig. 157.

Erfordern stark beanspruchte Stäbe eine Querschnittsausgestaltung als genietete Kastenträger aus Stehblechen und Gurtwinkeln bzw. auch Lamellen, so werden die Gurtungen zwischen den einzelnen Querrahmen an den offenen Seiten des Kastens noch durch eine vollständige Vergitterung aus

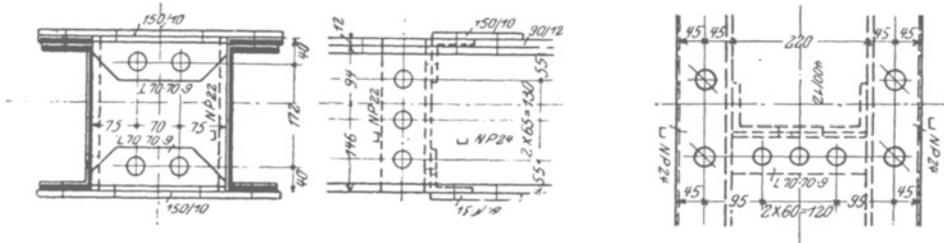


Fig. 159.

Vertikalen und Diagonalen nach Fig. 160 miteinander verbunden; jede Diagonale ist mit mindestens zwei Nietenzuschließen; fehlt hierzu im Gurtwinkel der Platz, so werden kleine Knotenbleche von 8 bis 10 mm Stärke angeordnet. Will man des ruhigeren Aussehens wegen die vorstehenden Schenkel der Gitterwinkel nach innen legen, aber Knotenbleche vermeiden, so bildet man die Gitterstäbe als Flacheisen aus, die an der Unterseite durch Winkeleisen so weit ausgesteift sind, wie es der Lichtraum zwischen beiden Wandungen gestattet. Werden die Diago-

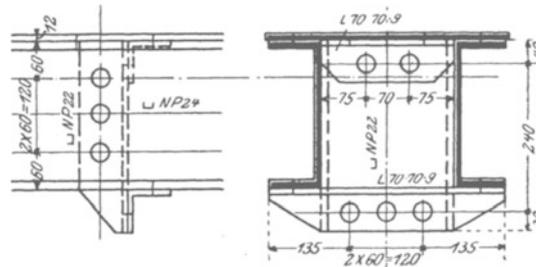


Fig. 158.

nalen in jedem Feld gekreuzt ausgeführt (Fig. 161), so genügt ihre Ausbildung als Flacheisen.

β) Bei Zugstäben wird die Entfernung $\lambda = 1,5$ bis $2,5$ m gewählt; die Verbindung der nebeneinanderliegenden Querschnittsteile ist hier erforder-

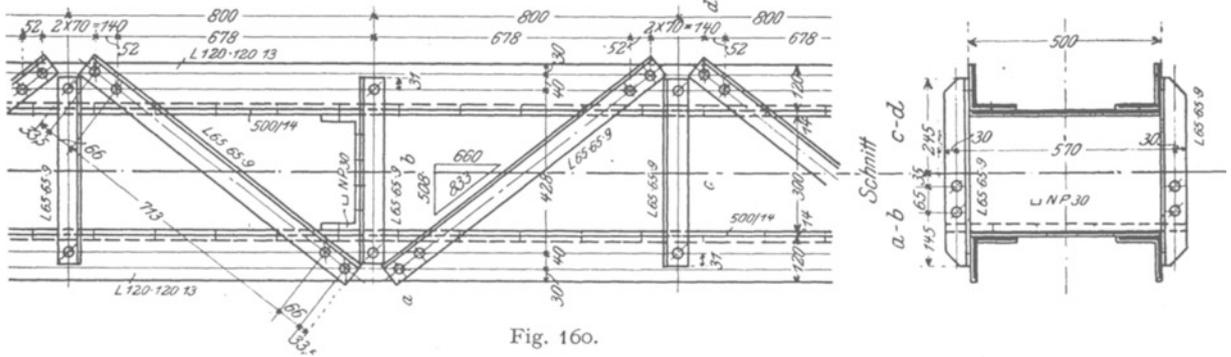


Fig. 160.

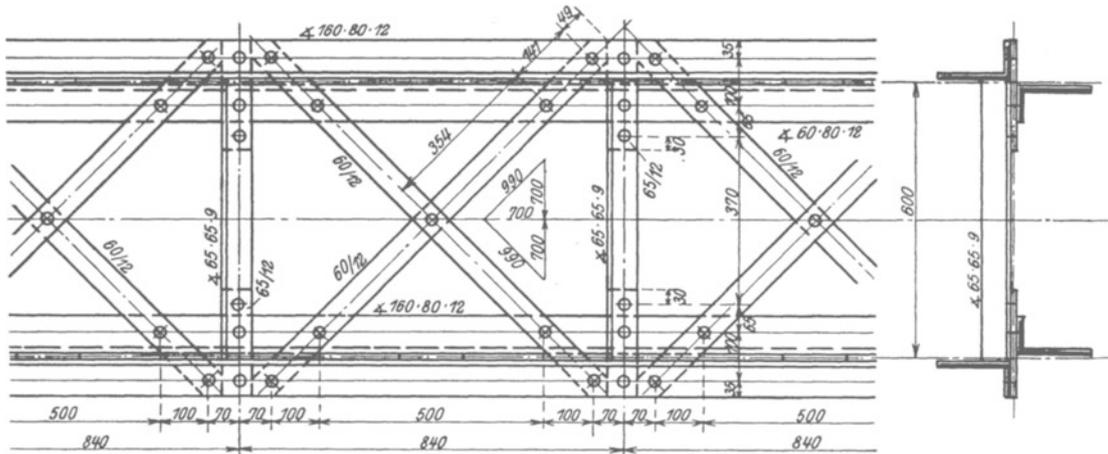


Fig. 161.

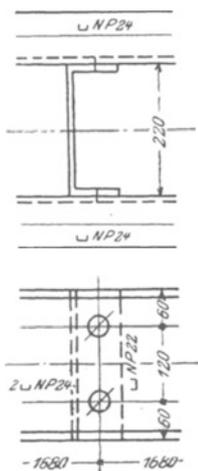


Fig. 162.

lich, um ihre möglichst gleiche Ablängung zwischen den Knotenpunkten herbeizuführen.

Für Futterbleche nach Fig. 155 und 156 genügt hier ein Niet, für Bindbleche nach Fig. 157 zwei Niete; statt der Bindbleche können auch \perp -Eisen zwischen den Stegen bzw. Stehblechen nach Fig. 162 angeordnet werden.

Erleiden Zugstäbe mit zweiteiligem Querschnitt durch ihr eigenes Gewicht oder aber besonders durch den Winddruck nennenswerte Biegemomente, so ist es zur Verminderung der zusätzlichen Biegungsspannungen wesentlich, die Einzelquerschnitte möglichst zu einem einheitlich wirkenden Gesamtquerschnitt zu vereinigen; bei Knotenpunktsentfernungen bis etwa 5 m genügen dazu Bindbleche in 1,0 bis 1,5 m Entfernung mit mindestens drei hintereinandersitzenden Niete, darüber hinaus werden Querverbindungen und Vergitterungen in der bei den Druckstäben üblichen Anordnung gewählt.

4. Auflagerung.

Die Auflager der Fachwerkträger werden bei Hochbaukonstruktionen bis zu 24 m, bei Brückenkonstruktionen bis zu 17 m Spannweite als Gleitlager nach Fig. 111 bis 114 ausgebildet. Über diese Spannweiten hinaus werden Rollen- und Kipplager verwendet.

a) Die **Rollenlager** bestehen aus einer oberen, ein- oder zweiteiligen Auflagerplatte, einer oder mehreren Rollen und der mit dem Mauerwerk unter Zwischenschaltung einer Bleiplatte von 5 bis 6 mm bzw. einer Zementschicht von 10 bis 20 mm Stärke verbundenen unteren Grundplatte. Die Rollen müssen in bestimmtem Abstand voneinander gehalten und gegen Abrollen von der Grundplatte sowie gegen Verschieben senkrecht zur Trägerebene geschützt sein.

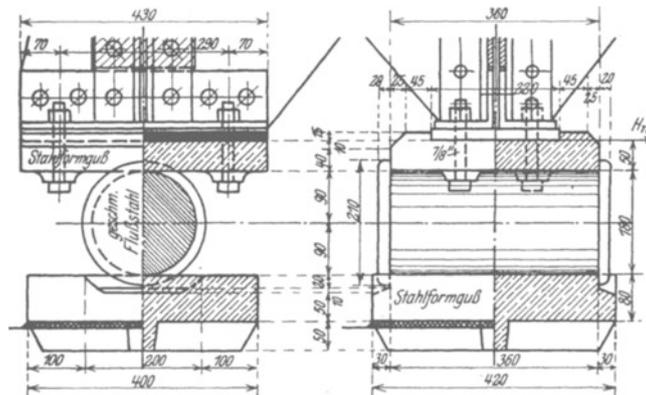


Fig. 163 (vgl. Fig. 461).

Ist r der Halbmesser der Rollen in cm, E_1 ihr Elastizitätsmodul in t/qcm, p der auf ihre Längeneinheit wirkende Druck in t/cm, E_2 der Elastizitätsmodul der Auflager- bzw. Grundplatte in t/qcm, so ergibt sich die Beanspruchung σ in t/qcm nach Hertz zu

$$29) \quad \sigma = 0,6 \sqrt{\frac{p}{r} \frac{E_1 E_2}{E_1 + E_2}}.$$

Sind Rollen und Auflager- bzw. Grundplatte aus demselben Baustoff gebildet, so wird insbesondere mit $E_1 = E_2 = E$:

$$29^*) \quad \sigma = 0,42 \sqrt{\frac{p}{r} E}.$$

Die zulässige Beanspruchung k beträgt bei alleiniger Berücksichtigung der senkrechten Last bei

$$\begin{array}{l} \text{1 oder 2 Rollen} \\ \text{3 oder mehr Rollen} \end{array} \text{ für Gußeisen } \begin{array}{l} 3,0 \\ 2,0 \end{array}; \text{ Flußeisen } \begin{array}{l} 4,0 \\ 3,0 \end{array}; \text{ Stahlförmguß } \begin{array}{l} 6,0 \\ 5,0 \end{array} \text{ t/qcm,}$$

bei Berücksichtigung der senkrechten und wagerechten Lasten bei

$$\begin{array}{l} \text{1 oder 2 Rollen} \\ \text{3 oder mehr Rollen} \end{array} \text{ für Gußeisen } \begin{array}{l} 4,0 \\ 3,0 \end{array}; \text{ Flußeisen } \begin{array}{l} 5,0 \\ 4,0 \end{array}; \text{ Stahlförmguß } \begin{array}{l} 7,0 \\ 6,0 \end{array} \text{ t/qcm.}$$

a) Einrollige Lager werden bei Hochbauten bis zu etwa 30 m, bei Brücken bis zu etwa 25 m Spannweite verwendet. Die obere Auflagerplatte ist einteilig und fest mit dem Träger verbunden. Die Verschiebung der Rolle senkrecht zur Trägerebene wird entweder durch seitliche Bunde (Fig. 163)

von 15 bis 25 mm Stärke verhindert, die einen um 30 bis 50 mm größeren Durchmesser erhalten und daher an die obere und untere Lagerplatte anschlagen, oder aber durch eine in Rollenmitte eingearbeitete Rille von

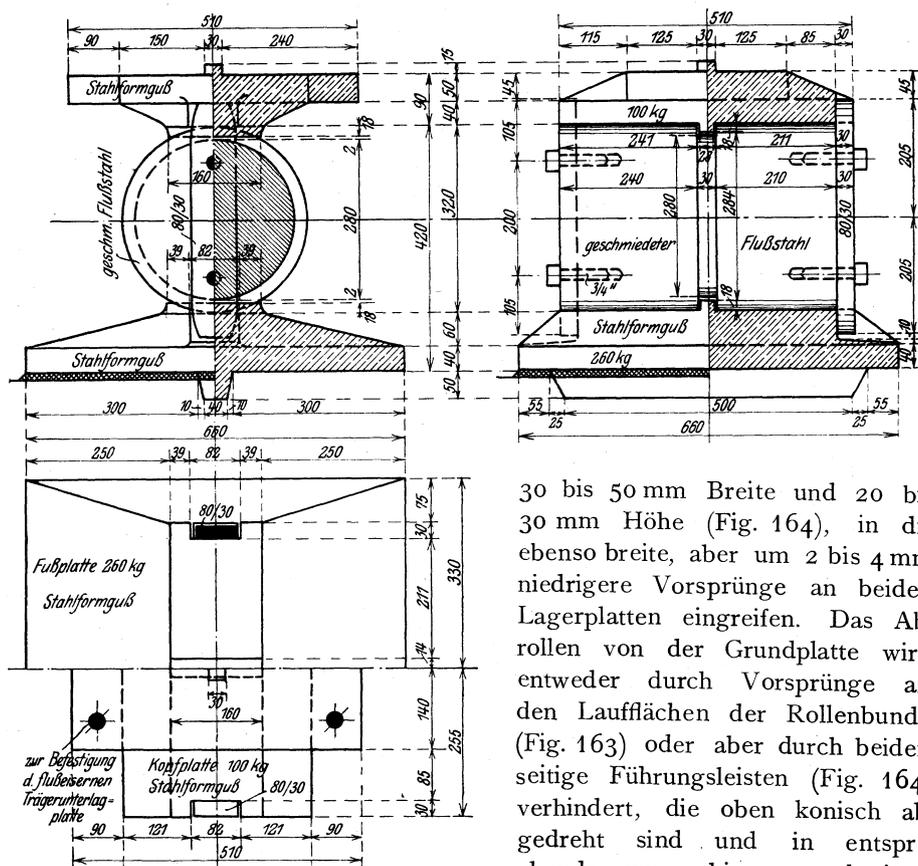


Fig. 164.

30 bis 50 mm Breite und 20 bis 30 mm Höhe (Fig. 164), in die ebenso breite, aber um 2 bis 4 mm niedrigere Vorsprünge an beiden Lagerplatten eingreifen. Das Abrollen von der Grundplatte wird entweder durch Vorsprünge an den Laufflächen der Rollenbunde (Fig. 163) oder aber durch beiderseitige Führungsleisten (Fig. 164) verhindert, die oben konisch abgedreht sind und in entsprechende, um 2 bis 4 mm breitere Lücken an beiden Lagerplatten eingreifen.

Aufgabe 29. Für den Trapezträger Fig. 61^b beträgt

der senkrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N_0 = 27,3 \text{ t}$;

Wind senkrecht zur Trägerebene $N_w = 1,4 \text{ t}$;

der wagerechte Stützdruck infolge Wind „ „ „ $H_w = 2,6 \text{ t}$,

angreifend in Oberkante Auflager. Es ist das bewegliche Auflager zu berechnen und zu zeichnen. Zulässige Beanspruchung des Werksteins $k_w = 25 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Das Auflager ist in Fig. 163 dargestellt; die Rolle besteht aus geschmiedetem Flußstahl, die beiden Lagerplatten aus Stahlformguß. Der Druck p für die Längeneinheit der 360 mm langen Rolle von 180 mm ϕ berechnet sich zu $p_0 = \frac{27,3}{36}$

$$= 0,76 \text{ t/cm, daher } \sigma_s = 0,42 \sqrt{\frac{0,76}{9}} 2150 = 5,7 \text{ t/qcm (zulässig } 6,0 \text{ t/qcm) ohne und zu}$$

$$p_w = \frac{28,7}{36} + \frac{2,6 \cdot 23 \cdot 6}{36^2} = 0,80 + 0,23 = 1,03 \text{ t/cm, daher } \sigma_w = 0,42 \sqrt{\frac{1,03}{9}} 2150 = 6,6 \text{ t/qcm}$$

(zulässig 7,0 t/qcm) mit Berücksichtigung des Winddrucks. Die obere Lagerplatte erleidet das Moment $M = \frac{28,7 \cdot 43}{8} = 154,3 \text{ cmt}$, daher bei 360 mm Breite und 50 mm Stärke

$$\text{die Beanspruchung } \sigma = \frac{154 \cdot 300 \cdot 6}{36 \cdot 5^2} = 1030 \text{ kg/qcm (zulässig } 1200 \text{ kg/qcm). Der Auflager-}$$

querschnitt der unteren Grundplatte hat eine Fläche von $40 \cdot 42 = 1680 \text{ qcm}$ und ein Widerstandsmoment von $\frac{40 \cdot 42^2}{6} = 11760 \text{ cm}^3$, daher der Druck auf den Werkstein $\sigma = \frac{28700}{1680} + \frac{2600 \cdot 31}{11760} = 17,1 + 6,9 = 24,0 \text{ kg/qcm}$ (zulässig 25 kg/qcm). Für einen 1 cm breiten Streifen der Platte berechnet sich daher das größte Moment zu $M = 24,0 \cdot 1 \cdot 20 \cdot \frac{20}{2} = 4800 \text{ cmkg}$, das Widerstandsmoment an der durch die Aussparung für den Rollenbund verschwächten Stelle zu $\frac{1 \cdot 5^2}{6} = 4,1 \text{ cm}^3$, daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{4800}{4,1} = 1170 \text{ kg/qcm}$ (zulässig 1200 kg/qcm).

Eine andere Ausbildung des Einrollenlagers für einen größten Stützdruck von $62,0 \text{ t}$ zeigt Fig. 164¹⁾ für Eisenbahnbrücken von 18 bis 20 m Stützweite. Die obere Auflagerplatte greift mit einem Vierkant in die flußeiserne Unterlagplatte des Trägers ein und ist außerdem mit diesem verschraubt. Die Führungsleisten zur Verhinderung des Abrollens sind fest mit der Rolle verschraubt.

Das diesem beweglichen Rollenlager entsprechende feste Auflagen ist in Fig. 165¹⁾ für den Fall dargestellt, daß beide Auflager gleiche Konstruktionshöhe erhalten, um an

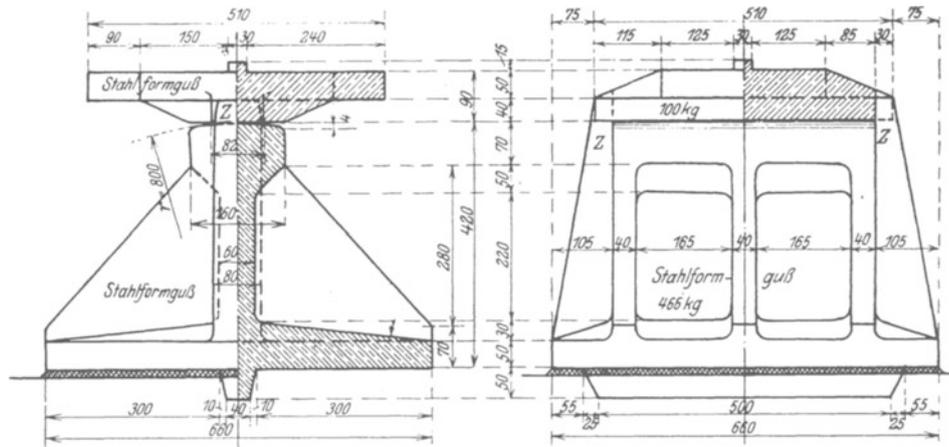


Fig. 165.

beiden Widerlagern gleiche Höhe für den Auflagerstein zu erzielen. Die an beiden Seiten vorstehenden Zähne z verhindern wie in Fig. 114 gleichzeitig die Längs- und Querverschieblichkeit. Die große Höhe des Lagers bringt bei Einwirkung wagenrechter Kräfte (Winddruck, Brems- und Fliehkraft) eine wesentliche Druckvermehrung zwischen Grundplatte und Auflagerstein mit sich (vgl. Auf. 30); man kann daher unter Verzicht auf die gleiche Höhenlage beider Auflagerquader das feste Auflagen auch entsprechend den Fig. 111 bis 114 ausbilden.

β) Bei zwei- und mehrrolligen Lagern ist die obere Auflagerplatte zu wölben; ihre Verbindung mit dem Träger erfolgt bei einteiliger Ausführung durch oben konisch zugeordnete Stahldorne (Fig. 166) oder vorspringende Nasen (n entspr. Fig. 112), bei zweiteiliger Ausbildung aber durch konisch zugeordnete Zähne z nach Fig. 113 oder 114. Ist die Anzahl der Rollen größer als zwei, so trägt man dem Umstand, daß eine gleichmäßige Verteilung des Auflagerdrucks auf die einzelnen Rollen nicht mehr gewährleistet ist, durch eine Verminderung der sonst zulässigen Beanspruchung um 10 bis 20%

¹⁾ Aus den „Musterentwürfen für eingleisige Brückenüberbauten von 10 bis 20 m Stützweite der Preußisch-Hessischen Staatseisenbahnen“.

Rechnung. Abrollen und Querverschiebung werden wie beim Einrollenlager verhindert.

Aufgabe 30. Für den Trapezträger Fig. 137 beträgt

der senkrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N_0 = 78,1 \text{ t}$
 Wind \perp zur Trägerebene $N_w = 3,3 \text{ t}$
 Bremslast \rightleftharpoons zur Trägerebene $N_b = 0,5 \text{ t}$ } $\Sigma N = 81,9 \text{ t}$;
 der wagerechte Stützdruck infolge Wind \perp zur Trägerebene $H_w = 4,0 \text{ t}$
 Bremslast \rightleftharpoons zur Trägerebene $H_b = 15,0 \text{ t}$ }

angreifend in Oberkante Auflager. Es sind die Auflager zu berechnen und zu entwerfen. Zulässige Beanspruchung des Auflagersteins $k_m = 28 \text{ kg/qcm}$ ohne bzw. $= 35 \text{ kg/qcm}$ mit Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Auflösung. Das bewegliche zweirollige Lager ist in Fig. 166 dargestellt. Die obere, nach einem Radius von 400 mm gewölbte Auflagerplatte aus Stahlformguß ist mit der flußeisernen Unterlagplatte des Trägers durch 3 Stahldorne von 30 mm ϕ ver-

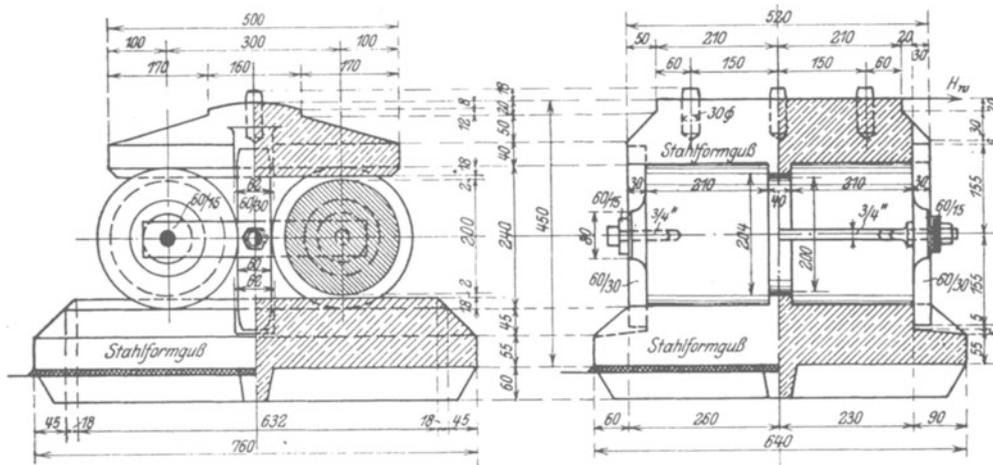


Fig. 166.

bunden; mit $p = \frac{81,4}{2 \cdot 42} = 0,97 \text{ t/cm}$ ergibt sich die Beanspruchung des Flußeisens zu
 $\sigma = 0,42 \sqrt{\frac{0,97}{40}} 2150 = 3,1 \text{ t/qcm}$ (zulässig 4,0 t/qcm).

Das Moment für die obere Lagerplatte ergibt sich bei 300 mm Rollenentfernung zu
 $M = \frac{81,4}{2} \cdot 15 = 611 \text{ cmt}$, das Widerstandsmoment zu $W = 42 \cdot \frac{11^3}{6} = 847 \text{ cm}^3$, daher die Biegebeanspruchung $\sigma_b = \frac{611000}{847} = 710 \text{ kg/qcm}$ (zulässig 1200 kg/qcm). Am Anfang der Wölbung wird $M = \frac{81,4}{2} \cdot 7 = 285 \text{ cmt}$; $W = 42 \cdot \frac{9^3}{6} = 567 \text{ cm}^3$; $\sigma_b = 510 \text{ kg/qcm}$.

Der Druck p für die Längeneinheit der beiden Rollen von 240 mm ϕ und 420 mm nutzbarer Länge berechnet sich zu

$$p_0 = \frac{78,1}{2 \cdot 42} = 0,93 \text{ t/cm}, \text{ daher } \sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{0,93}{12}} 2150 = 5,4 \text{ t/qcm (zul. 6,0 t/qcm) ohne und zu}$$

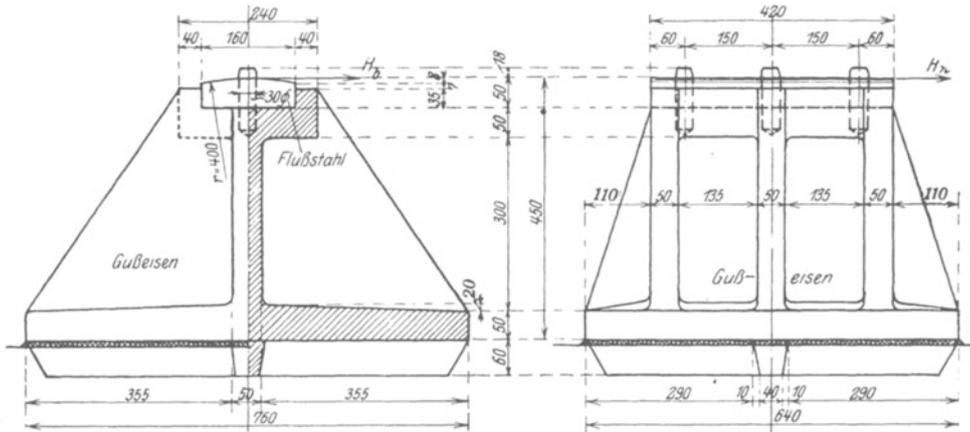
$$p_w = \frac{81,4}{2 \cdot 42} + \frac{4,0 \cdot 35}{2 \cdot \frac{46^3 - 4^3}{12 \cdot 23}} = 0,97 + 0,20 = 1,17 \text{ t/cm}, \text{ daher } \sigma_w = 0,4 \sqrt{\frac{0,17}{12}} 2150 = 6,1 \text{ t/qcm}$$

(zul. 7,0 t/qcm) mit Berücksichtigung des Winddrucks. Der Abstand der Rollen ist durch in ihren Mittelpunkten drehbar befestigte Flacheisen gewahrt, in deren Mitte die oben und unten konisch zugeordneten Führungsleisten zum Schutz gegen Abrollen drehbar an-

geschlossen sind; der Anschluß erfolgt durch einen beide Leisten verbindenden Schraubenbolzen von 20 mm ϕ .

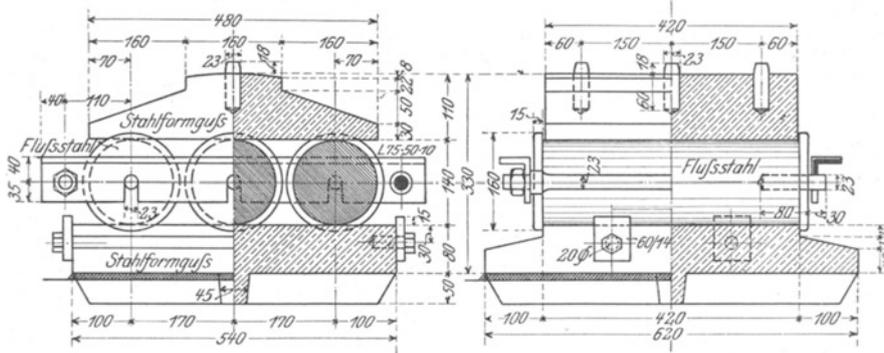
Der Auflagerquerschnitt der unteren Grundplatte hat eine Fläche von $76 \cdot 64 = 4864$ qcm und ein Widerstandsmoment von $76 \cdot \frac{64^2}{6} = 51880$ cm³; daher der Druck auf den Werkstein $\sigma = \frac{81400}{4864} + \frac{4000 \cdot 45}{51880} = 16,8 + 3,5 = 20,3$ kg/qcm (zul. 35 kg/qcm). Für einen 1 cm breiten Streifen der Platte berechnet sich daher das größte Biegemoment unter den Rollen zu $\mathfrak{M} = 20,3 \cdot 1 \cdot \frac{23^2}{2} = 5370$ cmkg, das Widerstandsmoment zu $1 \cdot \frac{5,5^3}{6} = 5,0$ cm³, daher die Beanspruchung $\sigma_b = \frac{5370}{5,0} = 1080$ kg/qcm (zul. 1200 kg/qcm).

Das in gleicher Höhe ausgebildete feste Auflager zeigt Fig. 167. Das geschmiedete, oben gewölbte Flußstahlstück zur unmittelbaren Auflagerung des Trägers liegt zwischen zwei 40 mm breiten Anschlagleisten des gußeisernen Lagerstuhls, die die Bremskraft $H_b = 15,0$ t aufzunehmen haben, daher die Scherbeanspruchung $\sigma_s = \frac{15000}{4 \cdot 42} = 90$ kg/qcm (zul. 150 kg/qcm) erleiden. Der Winddruck $H_w = 4,0$ t wird durch die 3

Fig. 167^a.Fig. 167^b.

gleichzeitig zur Trägerbefestigung dienenden Stahldorne von 30 mm ϕ übertragen. Das Flußstahlstück hat $42 \cdot 16 = 672$ qcm Grundfläche und $42 \cdot \frac{16^2}{6} = 1792$ cm³ bzw. $16 \cdot \frac{42^2}{6} = 4704$ cm³ Widerstandsmoment; daher die Druckbeanspruchung des Gußeisens $\sigma = \frac{81900}{672} + \frac{4000 \cdot 5}{4704} + \frac{15000 \cdot 5}{1792} = 122 + 4 + 42 = \sim 170$ kg/qcm (zul. 500 kg/qcm). Der Druck auf den Auflagerquader berechnet sich zu $\sigma_{max} = \frac{81900}{76 \cdot 64} + \frac{4000 \cdot 45 \cdot 6}{76 \cdot 64^2} + \frac{15000 \cdot 45 \cdot 6}{64 \cdot 76^2} = 17,0 + 3,5 + 11,0 = 31,5$ kg/qcm (zul. 35 kg/qcm) bzw. $\sigma_{min} = 17,0 - 3,5 - 11,0 = 2,5$ kg/qcm, so daß eine Verankerung nicht erforderlich ist. Das 110 mm vorstehende Plattenende erleidet für 1 cm Breite das (etwas zu große) Moment $\mathfrak{M} = 1 \cdot 31,5 \cdot \frac{11^2}{2} = 1906$ cmkg, daher bei 70 mm Stärke die Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{1906 \cdot 6}{1 \cdot 7^2} = 240$ kg/qcm (zul. 250 kg/qcm). Setzt man bei der Berechnung der Rippen sehr ungünstig eine überall gleichbleibende Pressung $\sigma_{max} = 31,5$ kg/qcm voraus, so erhält eine Rippe das Moment $\mathfrak{M} = (5 + 17,75) \cdot \frac{26^2}{2} \cdot 31,5 = 242220$ cmkg, daher ohne Berücksichtigung der wagerechten Platte die Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{242220 \cdot 6}{5 \cdot 35^2} = 240$ kg/qcm (zul. 250 kg/qcm).

Ein für die Stützdrücke $N_0 = 59,0 \text{ t}$, $N_m = 1,8 \text{ t}$ und $H_m = 3,0 \text{ t}$ (vgl. Aufg. 32) entworfenen dreierolliges Lager, dessen Konstruktionshöhe auf 350 mm beschränkt ist, zeigt Fig. 168. In den Mittelpunkten der Rollen sind Stifte von 23 mm ϕ eingeschraubt, über die sich beiderseits Winkeleisen 75·50·10 zur Wahrung des Rollenabstandes legen; die Winkel sind durch Schraubenbolzen von 23 mm ϕ (oder auch durch auf ihre wagerechten Schenkel genietete oder geschraubte Winkeleisen) zu einem abnehmbaren Rahmen

Fig. 168^a.Fig. 168^b.

miteinander verbunden. Das Abrollen wird durch beiderseits an die Grundplatte angeschraubte, die Lauffläche um 15 mm überragende Flacheisenstücke verhindert; statt dessen können auch, am besten in der Ebene der Rollenbunde, Erhöhungen angegossen werden, die aber zur Verhütung der Schmutz- und Wasseransammlung keinesfalls über die ganze Plattenbreite durchgehen dürfen.

γ) Ist $\lambda = \pm \epsilon t L$ die größte Längenänderung des Trägers infolge einer Temperaturänderung um t^0 , so kommt nur ein diesem Maß λ entsprechender

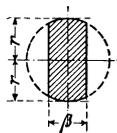


Fig. 169.

Teil des Rollenumfanges nach beiden Seiten hin zum Abrollen; es ist daher gestattet, die seitlichen Teile einer Rolle nach Fig. 169 abzuschneiden: die Rolle geht in ein Pendel (Stelze) über, dessen Dicke β annähernd gleich dem Radius r gewählt wird. Zur Auflagerung eines Trägers sind mindestens zwei Pendel erforderlich. Zur Parallelführung der nebeneinanderliegenden Pendel sind an jeder Stirnseite zwei Führungsleisten anzuordnen. Abrollen und Querverschiebung werden wie bei den Rollenlagern verhindert.

Bei der Verschiebung des Trägerendes um λ neigt sich der ursprünglich lotrechte Durchmesser eines Pendels um einen kleinen Winkel α , der bei der geringen Größe von λ hinreichend genau aus $\text{tg } \alpha = \frac{\lambda}{2r}$ berechnet werden darf. Sollen die Pendel bei der äußersten Schiefstellung nicht zur Anlage aneinander kommen, so muß ihr Mittenabstand größer als $\frac{\beta}{\cos \alpha} \approx \beta \left(1 + \frac{\lambda^2}{8r^2}\right)$ sein.

Aufgabe 31. Das bewegliche Gelenk im Knotenpunkt (V') des in Fig. 151 dargestellten Gerberträgers soll als Pendellager berechnet und entworfen werden. Der senkrechte Stützdruck des eingehängten Trägers aus ständiger und Verkehrslast beträgt $N = 71,0 \text{ t}$; der wagerechte Stützdruck aus Wind $H_m = 0,3 \text{ t}^1$, angreifend in Oberkante Auflager. Die Lagerteile sind aus 2%igem Nickelstahl angefertigt, dessen zulässige Beanspruchung das 1,3fache der sonst üblichen Beanspruchung beträgt. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 10/9$); $k_l = 2 k_s$.

¹⁾ Der senkrechte Stützdruck aus Wind ist wegen seiner geringen Größe vernachlässigt.

Auflösung. Das Pendellager ist in Fig. 170 dargestellt; die Pendel bestehen aus geschmiedetem, die beiden Lagerplatten aus gegossenem Nickelstahl. Der Druck p für die Längeneinheit der $(230 - 40) = 190$ mm langen Pendel von 125 mm ϕ berechnet sich zu

$$p_0 = \frac{71,0}{2 \cdot 19} = 1,87 \text{ t/cm, daher } \sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{1,87}{12,5}} \cdot 2150 = 7,5 \text{ t/qcm (zul. } 1,3 \cdot 6,0 = 7,8 \text{ t/qcm)}$$

ohne und zu

$$p_m = \frac{71,0}{2 \cdot 19} + \frac{0,3 \cdot 35,5}{2 \frac{23^3 - 4^3}{12 \cdot 11,5}} = 1,87 + 0,06 = 1,93 \text{ t/cm, daher } \sigma_m = 0,42 \sqrt{\frac{1,93}{12,5}} \cdot 2150 = 7,7 \text{ t/qcm}$$

(zul. $1,3 \cdot 7,0 = 9,1$ t/qcm) mit Berücksichtigung des Winddrucks. Die obere Auflagerplatte erhält bei 140 mm Mittenentfernung der Pendel das Moment $\mathfrak{M} = \frac{71,0}{2} \cdot 7$

$= 248,5$ cmt, daher bei 105 mm Stärke die Beanspruchung $\sigma_b = \frac{248 \cdot 500 \cdot 6}{19 \cdot 10,5^2} = 710$ kg/qcm

(zul. $1,3 \cdot 1200 = 1560$ kg/qcm). Die untere Lagerplatte hat $38 \cdot 24 = 912$ qcm Fläche und $38 \cdot \frac{24^2}{6} = 3648$ cm³ Widerstandsmoment; daher der Druck auf die flußeiserne Trägerplatte

$\sigma = \frac{71000}{912} + \frac{300 \cdot 42,5}{3648} = 80$ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm). Für einen 1 cm breiten

Plattenstreifen berechnet sich daher das größte Moment unter den Pendeln zu $\mathfrak{M} = 80 \cdot 1 \cdot \frac{12^2}{2} = 5760$ cmkg, das Widerstandsmoment zu $1 \cdot \frac{7^2}{6} = 8,1$ cm³, daher die Bie-

gungsbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{5760}{8,1} = 710$ kg/qcm (zul. 1560 kg/qcm). Zur Übertragung

des Stützdrucks in die Knotenbleche der Kragarms (der wieder in rot eingezeichnet ist) dienen $4 \times 6 = 24$ einschnittige Niete von 23 mm ϕ , die daher die Scherspannung

$\sigma_s = \frac{71000}{24 \cdot 4,2} = 713$ kg/qcm (zul. 900 kg/qcm) erleiden.

Bei einer Temperaturdifferenz $t = \pm 35^0$ gegen die Aufstellungstemperatur berechnet sich $\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot 28 \cdot 10^3 = 12$ mm, so daß sich der geringste Mittenabstand der Pendel

zu $120 \left(1 + \frac{12^2}{8 \cdot 125^2}\right) = 120,1$ mm ergibt; gewählt sind 140 mm. Die Parallelführung der

Pendel ist beiderseits durch 2 Flacheisen $\frac{45}{15}$ bewirkt, die in seitlichen Aussparungen mit Stiftschrauben von 16 mm ϕ drehbar befestigt seien. Durch diese Aussparungen wird gleichzeitig das Umfallen der Pendel verhindert, weil ein weiteres Abrollen unmöglich wird, sobald sich die Kanten der Aussparungen auf die Kanten der Führungsfacheisen legen; der zwischen beiden Kanten erforderliche Spielraum berechnet sich bei der geringen

Größe der Bewegungen 'genau genug zu $x = \frac{\beta}{2} \text{tg } \alpha = \frac{\beta \lambda}{4r} = \frac{120 \cdot 12}{4 \cdot 125} = 3$ mm (ge-

wählt sind 10 mm zur Berücksichtigung der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Bewegung). Das Moment für den über der Aussparung vorstehenden Pendelteil wird hin-

reichend genau $\mathfrak{M} = 7,7 \cdot 1 \cdot \frac{2,5^2}{2} = 24,1$ cmt, daher $\sigma_b = \frac{24100 \cdot 6}{12 \cdot 4,5^2} = 600$ kg/qcm (zul.

1560 kg/qcm).

Die Querverschiebung der Pendel ist durch 15 mm hohe, 40 mm breite Vorsprünge an beiden Lagerplatten verhindert, die in 16 mm tiefe, 40 mm breite Rillen der Pendel eingreifen.

Um den Platz für das 230 mm breite Pendellager zu gewinnen, ist die Lichtweite des kastenförmigen Gurt- und Diagonalquerschnitts von 220 mm (Fig. 152) auf 260 mm erweitert.

b) Die Kipplager.

α) Die Zapfenkipplager bestehen aus der oberen, fest mit dem Träger verbundenen Kipplatte, dem Zapfen und der unteren Kipplatte, die beim festen Auflager unter Zwischenschaltung einer Bleiplatte oder Zementschicht auf dem Auflagerstein, beim beweglichen aber auf 2 oder mehr Rollen oder

weglichen aber auf Rollen oder Pendeln aufruh. Kugelzapfen und untere Lagerplatte in einem Stück zu gießen, ist zulässig, aber wegen der schwierigen Bearbeitung unzweckmäßig.

Sind E_1 und E_2 die Elastizitätsmoduln der sich nach Fig. 172 berührenden Körper, so bildet sich unter der Druckkraft P eine kreisförmige Druckfläche aus, deren Durchmesser sich nach Hertz zu

$$30) \quad d = 2 \sqrt[3]{\frac{2}{3} P \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2} \frac{E_1 + E_2}{E_1 E_2}}$$

berechnet; bestehen beide Körper aus demselben Baustoff, so ergibt sich insbesondere mit $E_1 = E_2 = E$:

$$30^a) \quad d = 2 \sqrt[3]{\frac{4}{3} \frac{P}{E} \frac{r_1 r_2}{r_1 - r_2}}$$

Die größte Druckspannung im Mittelpunkt der Druckfläche berechnet sich dann zu

$$31) \quad \sigma = \frac{3}{2} \frac{P}{\pi d^2}$$

Die zulässige Druckbeanspruchung k beträgt hierbei für

Gußeisen $k = 3,5 \text{ t/qcm}$,

Stahlformguß $k = 5,5 \text{ t/qcm}$.

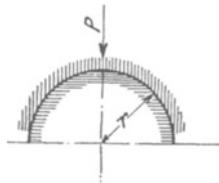


Fig. 173.

Wird $r_1 = r_2 = r = \frac{d}{2}$ (Fig. 173), und berühren sich beide Körper annähernd nach der Halbkugel, so berechnet sich die größte Druckspannung unmittelbar unter der Kraft P annähernd zu

$$32) \quad \sigma = \frac{2 P}{\pi d^2}$$

Hier darf die zulässige Beanspruchung für Gußeisen $k = 1,0 \text{ t/qcm}$,

Stahlformguß $k = 3,0 \text{ t/qcm}$ gewählt werden.

Ein Zahlenbeispiel findet sich in Aufg. 57.

Viertes Kapitel.

Säulen.

Eine Säule ist ein Konstruktionsteil mit lotrecht stehender Achse. Sie besteht aus drei Teilen, nämlich dem Kopf zur unmittelbaren Aufnahme der auf ihr ruhenden Last, dem vollwandigen oder fachwerkförmig gegliederten Schaft zur Fortleitung der Last und dem Fuß zur Übertragung der Last auf das Mauerwerk und durch dieses in den festen Baugrund. Man nennt die Säule

beiderseits geführt, wenn ihr Kopf- und Fußpunkt in der wagerechten Ebene unverschieblich gelagert, also nur in der senkrechten Säulenachse verschieblich sind (Fig. 174); dagegen

freistehend, wenn ihr Fußpunkt eingespannt, ihr Kopfpunkt aber in jeder beliebigen Ebene verschieblich ist (Fig. 175).

A. Berechnung der Säulen.

Die Belastung einer Säule setzt sich zusammen aus senkrechten Kräften, die in der Säulenachse angreifen und die Säule auf Druck beanspruchen, und aus wagerechten Kräften, die sie auf Biegung beanspruchen, und aus außerhalb der Säulenachse angreifenden Kräften, die sie auf Druck und Biegung beanspruchen.

I. Die Säule wird nur auf Druck beansprucht.

1. Berechnung des Säulenquerschnitts.

Wirkt in der Achse einer Säule von der Höhe h die Kraft P , so erfordert sie nach Gl. 1 die Fläche

$$1) \quad F = \frac{P}{k}$$

und bei \mathcal{C} -facher Knicksicherheit ein kleinstes Trägheitsmoment J_{min} , das sich für die

beiderseits geführte Säule (Fig. 174) zu

$$33^a) \quad J_{min} = \alpha P_1 h_1^2,$$

freistehende Säule (Fig. 175) zu

$$33^b) \quad J_{min} = 4 \alpha P_1 h_1^2$$

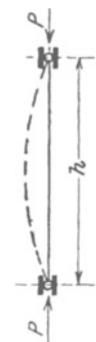


Fig. 174.



Fig. 175.

berechnet, wenn P_1 die Druckkraft in Tonnen und h_1 die freie Knicklänge in Meter bedeutet. Der Beiwert α ergibt sich für

Gußeisen mit $E = 1000 \text{ t/qcm}$ und $\mathcal{C} = 8$ fach zu $\alpha = 8$;

Flußeisen mit $E = 2150 \text{ t/qcm}$ und $\begin{cases} \mathcal{C} = 5 \text{fach zu } \alpha = 2,33, \\ \mathcal{C} = 4 \text{fach zu } \alpha = 1,82. \end{cases}$

Aufgabe 33. In der Achse einer beiderseits geführten gußeisernen Säule von 3,0 m Höhe wirkt die Kraft $P = 15000 \text{ kg}$; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen. $k = 500 \text{ kg/qcm}$.

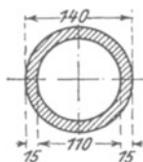


Fig. 176.

Auflösung. Nach Gl. 1 wird $F = \frac{15000}{500} = 30,0 \text{ qcm}$ und nach Gl. 33^a

$J_{min} = 8 \cdot 15,0 \cdot 3,0^2 = 1080 \text{ cm}^4$. Der in Fig. 176 dargestellte Querschnitt genügt mit $F = 58,9 \text{ qcm}$ und $J = 1167 \text{ cm}^4$.

Das nach Gl. 33 berechnete kleinste erforderliche Trägheitsmoment bezieht sich auf den Gesamtquerschnitt der Säule. Besteht dieser aus n Teilen, so sind diese in der nach Gl. 28 berechneten Entfernung λ , mindestens aber in den Drittelpunkten miteinander zu verbinden.

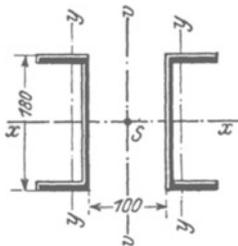


Fig. 177.

Aufgabe 34. In der Achse einer beiderseits geführten flußeisernen Säule von 5,2 m Höhe wirkt die Kraft $P = 40000 \text{ kg}$; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen.

$k = 1200 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$ ($\nu = \frac{3}{4}$); $\mathcal{C} = 5$.

Auflösung. Nach Gl. 1 wird $F = \frac{40000}{1200} = 33,3 \text{ qcm}$ und nach Gl. 33^a: $J_{min} = 2,33 \cdot 44,0 \cdot 5,2^2 = 2520 \text{ cm}^4$. Der in Fig. 177 dargestellte Querschnitt aus zwei, in 100 mm Lichtabstand liegenden \sqsubset NP. 18 genügt mit $F = 2 \cdot 28,0 = 56,0 \text{ qcm}$ und $J_{min} = 2 \cdot 1354 = 2708 \text{ cm}^4$.

punkts der Resultierenden R aus V und W mit der Wagerechten durch den Fußpunkt von der Säulennachse bedeutet. Ist F der Flächeninhalt, \mathfrak{W} das Widerstandsmoment des Säulenquerschnitts, so ergeben sich die größten Spannungen zu

$$34) \quad \sigma_{\max}^{\min} = \frac{V}{F} \pm \frac{M_{\max}}{\mathfrak{W}},$$

wobei das Pluszeichen eine Druck-, das Minuszeichen eine Zugspannung bedeutet.

Aufgabe 36. Eine beiderseits geführte gußeiserne Säule von 5,0 m Höhe hat den in Fig. 180 dargestellten Querschnitt mit $F = 157,6 \text{ qcm}$, $J = 10330 \text{ cm}^4$ und $\mathfrak{W} = 827 \text{ cm}^3$. Sie ist mit der in $v = 50 \text{ mm}$ Entfernung von der Achse angreifenden senkrechten Kraft $V = 40,0 \text{ t}$ belastet (Fig. 180^a). Es sind die größten auftretenden Spannungen sowie die tatsächliche Knicksicherheit zu berechnen. $k = 500 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Mit $M_{\max} = 40000 \cdot 5 = 200000 \text{ cmkg}$ wird nach Gl. 34: $\sigma_{\max}^{\min} = \frac{40000}{157,6} \pm \frac{200000}{827} = 254 \pm 242 = \begin{matrix} + 496 \text{ (Druck)} \\ + 12 \text{ (Druck)} \end{matrix} \text{ kg/qcm}$.

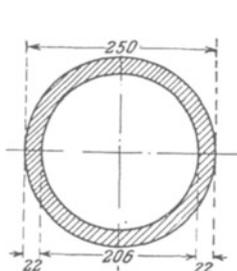


Fig. 180.

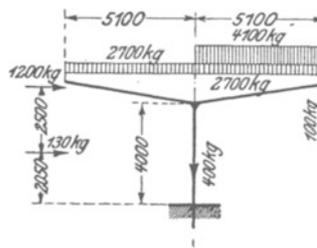
Fig. 180^a.

Fig. 181.

Nach Gl. 33^a wird $J_{\min} = 8 \cdot 40,0 \cdot 5,0^2 = 8000 \text{ cm}^4$, daher die wirklich vorhandene Knicksicherheit $\mathfrak{S} = 8 \cdot \frac{10330}{8000} = 10,3$ fach.

Aufgabe 37. Die freistehende Säule einer einstieligen Bahnsteighalle ist nach Fig. 181 belastet. Es soll der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = \frac{1600}{1200} \text{ kg/qcm}$

mit Berücksichtigung des Winddrucks. $\mathfrak{S} = 4$.
ohne

Auflösung. Ist die Säule beiderseits voll belastet, so ergibt sich der größte Säulendruck $P = 2(2700 + 4100 + 100) + 400 = 14200 \text{ kg}$, daher nach Gl. 1: $F = \frac{14200}{1200}$

$$= 11,9 \text{ qcm} \text{ und nach Gl. 33}^b: J_{\min} = 4 \cdot 1,82 \cdot 14,2 \cdot 4,0^2 = 1690 \text{ cm}^4.$$

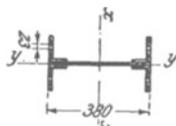


Fig. 182.

Bei der einseitigen Belastung nach Fig. 181 berechnet sich die Säulendruckkraft zu $V = 2 \cdot 2700 + 4100 + 100 + 400 = 10000 \text{ kg}$ und das größte Moment an der Einspannstelle zu $M_{\max} = 130 \cdot 2,05 + 1200 \cdot 4,55 + 4100 \cdot 2,55 + 100 \cdot 5,10 = 16690 \text{ mkg}$. Der gewählte Querschnitt $\frac{380}{12} \times 4 \angle 100 \cdot 65 \cdot 11$ (Fig. 182) hat $F = 101,2 \text{ qcm}$, $J_x = 26010 \text{ cm}^4$, $J_y = 1760 \text{ cm}^4$ und $W_x = 1220 \text{ cm}^3$ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen, erleidet daher die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{10000}{101,2} + \frac{1669000}{1220} = 100 + 1370 = 1470 \text{ kg/qcm} \text{ (zul. } 1600 \text{ kg/qcm)}.$$

Aufgabe 38. Eine freistehende Säule (Freileitungsmast) von 800 kg Eigengewicht ist nach Fig. 183 mit den wagerechten Seilzügen S und Windkräften W belastet¹⁾. Es soll

¹⁾ Die senkrechten Seitenkräfte der Seilzüge sind wegen der Kleinheit ihrer Größe und ihres Hebelarms vernachlässigt.

der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = 1200 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_t = 2 k_s$. $\ominus = 5$.

Auflösung. Für die Einspannstelle beträgt die senkrechte Druckkraft $V = 800 \text{ kg}$ und das Biegemoment

in der x -Achse infolge $\left\{ \begin{array}{l} \text{der Seilzüge } M_{xs} = 280(8,4 + 8,0) + 80 \cdot 7,0 = 5150 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks } M_{xn} = 50(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2500 \text{ mkg.} \end{array} \right.$

in der y -Achse infolge $\left\{ \begin{array}{l} \text{der Seilzüge } M_{ys} = 320 \cdot 8,4 + 380 \cdot 8,0 = 5730 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks } M_{yn} = 30(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2170 \text{ mkg.} \end{array} \right.$

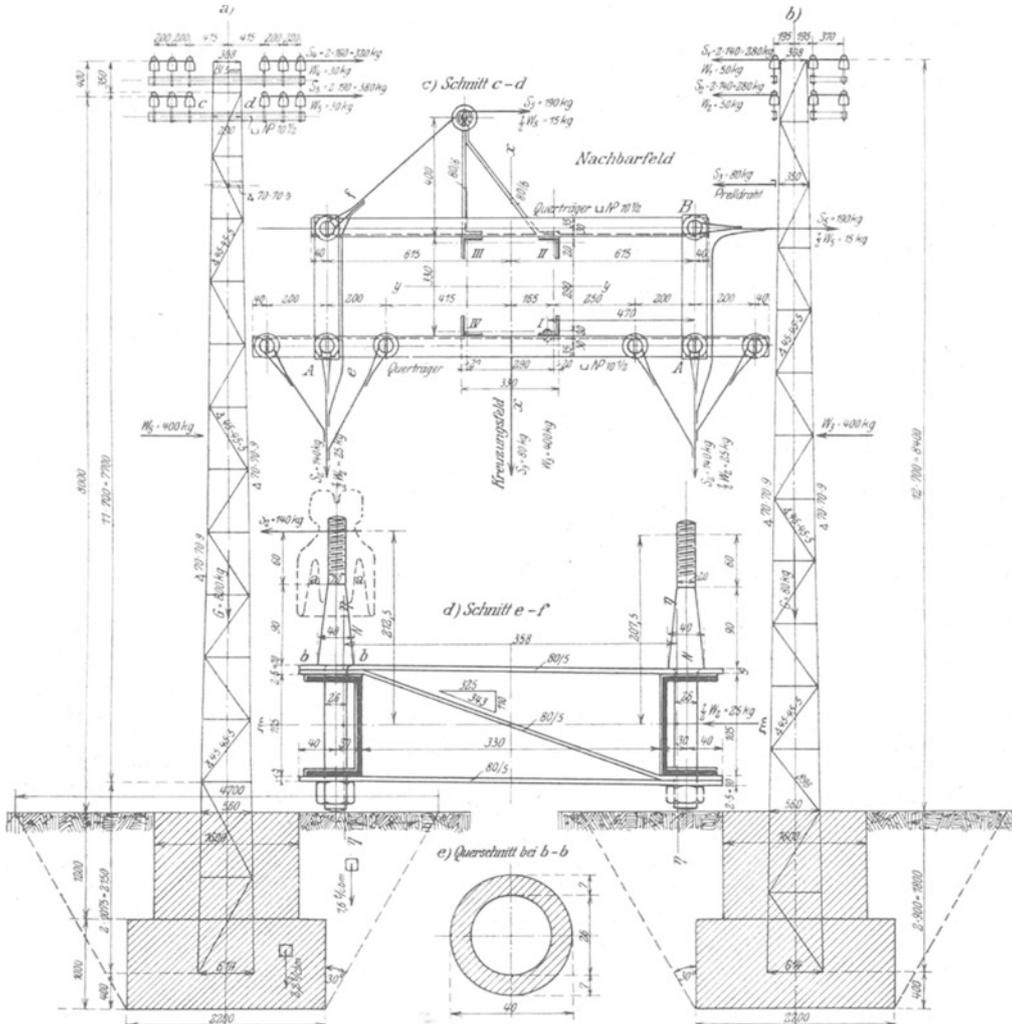


Fig. 183.

Die größte Gurtdruckkraft des fachwerkförmig gegliederten Mastes ergibt sich daher bei 560 mm Trägerhöhe zu $O_{min} = -\frac{800}{4} - \frac{5150 + 2500 + 5730}{2 \cdot 0,56} = -200 - 11900 = -12100 \text{ kg}$ (Eckpfosten I Fig. 183^e), die größte Zugkraft zu $U_{max} = -200 + 11900 = +11700 \text{ kg}$ (Eckpfosten III Fig. 183^e). $J_{min} = 2,33 \cdot 12,1 \cdot 0,7^2 = 14 \text{ cm}^4$. Gewählt ist $1 \nless 70 \cdot 70 \cdot 9$ mit $F = (11,9 - 1,6 \cdot 0,9) = 10,5 \text{ qcm}$ und $J_{min} = 22 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{11700}{10,5} = 1120 \text{ kg/qcm}$ (zul. 1200 kg/qcm).

Die größte Diagonalspannkraft berechnet sich zu $D = \pm 1160 \frac{896}{560} = \pm 1900 \text{ kg}$;
 $J_{\min} = 2,33 \cdot 1,9 \cdot 0,896^3 = 4 \text{ cm}^4$. Gewählt sind $2 \nless 45 \cdot 45 \cdot 5$ mit $J_{\min} = 6,5 \text{ cm}^4$ und
 $F = 2(4,5 - 1,3) \cdot 0,5 = 3,2 \text{ qcm}$ bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen
 Schenkels. Zum Anschluß sind 2 Niete von $13 \text{ mm } \phi$ mit $2 \cdot 1,3 = 2,6 \text{ qcm}$ Scherfläche
 gewählt; daher $\sigma_s = \frac{1900}{2,6} = 730 \text{ kg/qcm}$ und $\sigma_t = \frac{1900}{2 \cdot 1,3 \cdot 0,5} = 1460 \text{ kg/qcm}$.

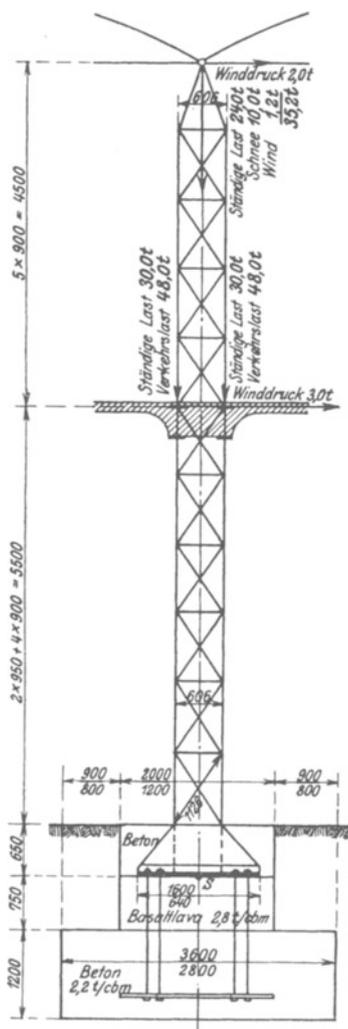


Fig. 184.

Aufgabe 39. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte, zweigeschossige flußeiserne Säule ist nach Fig. 184 belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen.

$$k = 1400 \text{ kg/qcm}; \quad k_s = 1000 \text{ kg/qcm};$$

$$k_t = 2 k_s. \quad \zeta = 5.$$

Auflösung. Die größte Gurtspannkraft berechnet sich im Obergeschoß zu

$$S_1 = \frac{1}{2} (24,0 + 12,0 + 1,2) \\ + \frac{2,0 \cdot 4,5}{0,606} = 18,6 + 14,8 = 33,4 \text{ t},$$

an der Einspannstelle zu

$$S_2 = \frac{1}{2} (24,0 + 12,0 + 1,2) + 48,0 + 30,0 \\ + \frac{2,0 \cdot 10,0 + 3,0 \cdot 5,5}{0,606} = 96,6 + 60,2 = 156,8 \text{ t},$$

daher die mittlere Spannkraft $S_m = \frac{1}{2} (33,4 + 156,8) = 95,1 \text{ t}$ und das erforderliche Trägheitsmoment (Fig. 185) für die Achse xx :

$$J_x = 2,33 \cdot 95,1 \cdot 5,5^2 = 6700 \text{ cm}^4$$

und für die Achse yy :

$$J_y = 2,33 \cdot 156,8 \cdot 0,9^2 = 330 \text{ cm}^4.$$

Der gewählte Querschnitt $2 \sqcup \text{NP. } 20 + 2 \frac{360}{10} + 1 \frac{80}{10}$ hat $F = 116,4 \text{ qcm}$, $J_x = 16700 \text{ cm}^4$ und $J_y = 8640 \text{ cm}^4$, daher $\sigma = \frac{156800}{116,4} = 1350 \text{ kg/qcm}$ (zul. 1400 kg/qcm).

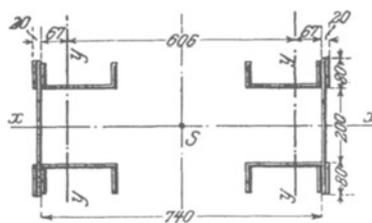


Fig. 185.

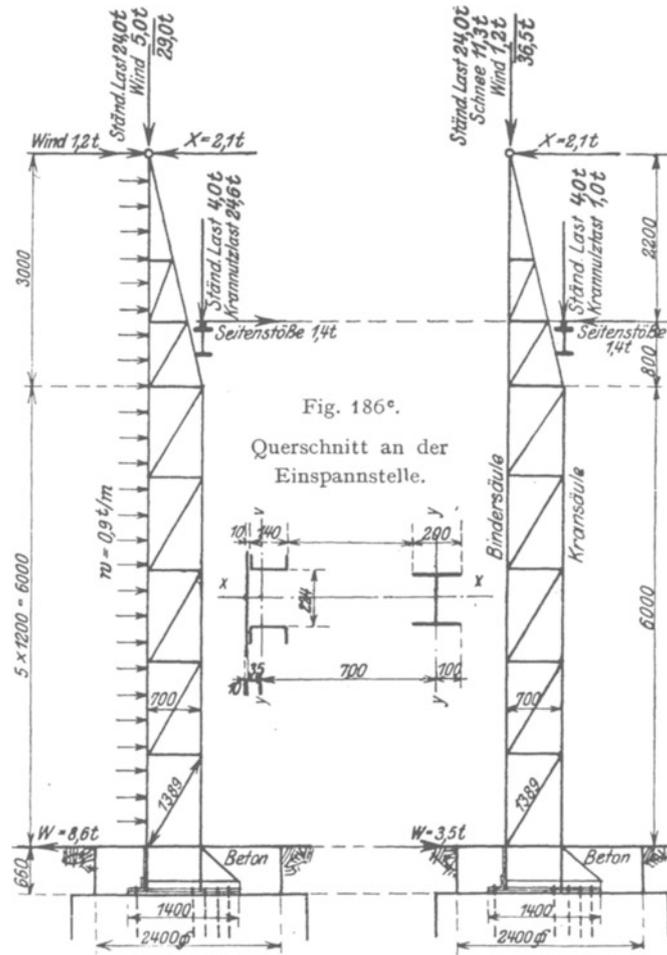
Die Diagonalstäbe werden nur durch die wagerechten Kräfte beansprucht. Unter der praktisch zulässigen Annahme, daß jede der gekreuzten Diagonalen eines Feldes $0,6$ fache der Kraft aufnimmt, berechnet sich ihre Spannkraft zu $D = \pm 0,6 \cdot 5,0 \cdot \frac{1126}{606} = \pm 5,6 \text{ t}$; $J_{\min} = 2,33 \cdot 5,6 \cdot 1,13^2 = 16,5 \text{ cm}^4$. Gewählt ist $1 \nless 65 \cdot 65 \cdot 9$ mit $J_{\min} = 17,2 \text{ cm}^4$ und $F = (6,5 - 1,6) \cdot 0,9 = 4,4 \text{ qcm}$ bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen Schenkels; daher $\sigma = \frac{5600}{4,4} = 1280 \text{ kg/qcm}$ (zul. 1400 kg/qcm). Zum Anschluß sind 3 ein-

schnittige Niete von 16 mm ϕ mit $3 \cdot 2,0 = 6,0$ qcm Scherfläche gewählt; daher $\sigma_s = \frac{5,6}{6,0} = 930$ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm).

Die Horizontalstäbe erhalten nur geringe Spannkkräfte; sie dienen zur Unterteilung der Knicklänge der freien \perp -Eisenflansche und sind aus konstruktiven Gründen aus $2 \times 65 \cdot 65 \cdot 9$ gebildet.

Fig. 186^a. Wind von links.

Fig. 186^b. Wind von rechts.



Aufgabe 40. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte Wandsäule ist nach Fig. 186^a bei Windanfall von links belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen. $k = 1200$ kg/qcm; $k_s = 1000$ kg/qcm; $k_l = 2 k_s$. $\xi = 5$.

Auflösung. Die größte Druckkraft in der Kransäule tritt bei der Belastung Fig. 186^a ein und berechnet sich zu

$$S'_{min} = 4,0 + 24,6 + \frac{(1,2 - 2,1) 3,0 + 0,9 \cdot 3,0 \cdot 1,5 + 1,4 \cdot 0,8}{0,7} = 28,6 + 3,5 = 32,1 \text{ t}$$

unter dem Kranbahnträger und zu

$$S'_{max} = 4,0 + 24,6 + \frac{(1,2 - 2,1) 9,0 + 0,9 \cdot 9,0 \cdot 4,5 + 1,4 \cdot 6,8}{0,7} = 28,6 + 54,1 = 82,7 \text{ t}$$

an der Einspannstelle; daher die mittlere Spannkraft $S'_m = \frac{1}{2}(32,1 + 82,7) = 57,4$ t und

$$J_x = 2,33 \cdot 57,4 \cdot 6,0^2 = 4820 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 2,33 \cdot 82,7 \cdot 1,2^2 = 280 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ist H Diff. 20 B mit $F = 70,4$ qcm, $J_x = 5170 \text{ cm}^4$ und $J_y = 1570 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{82700}{70,4} = 1180 \text{ kg/qcm}$.

Die größte Druckkraft in der Bindersäule tritt bei der Belastung Fig. 186^b ein und berechnet sich zu $S''_{min} = 36,5$ t am Kopf und zu

$$S''_{max} = 36,5 + \frac{2,1 \cdot 9,0 + 1,4 \cdot 6,8}{0,7} = 36,5 + 40,6 = 77,1 \text{ t}$$

an der Einspannstelle; daher $S''_m = \frac{1}{2}(36,5 + 77,1) = 56,8$ t und (Fig. 186^a)

$$J_x = 2,33 \cdot 56,8 \cdot 9,0^2 = 10720 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 2,33 \cdot 77,1 \cdot 1,2^2 = 260 \text{ cm}^4.$$

Gewählt sind $2 \text{ I NP. 14} + 1 \frac{360}{10}$ mit $F = 76,8$ qcm, $J_x = 10850 \text{ cm}^4$ und $J_y = 2290 \text{ cm}^4$; daher $\sigma = \frac{77100}{76,8} = 1040 \text{ kg/qcm}$.

Die Diagonalen erhalten die größte $\frac{\text{Zug}}{\text{Druck}}$ kraft bei der Belastung nach Fig. $\frac{186^a}{186^b}$ mit

$$D = \frac{+8,6 \cdot 1,389 : 0,7}{-3,5 \cdot 1,389 : 0,7} = \frac{+17,1}{-7,0} \text{ t}; \quad J_{min} = 2,33 \cdot 7,0 \cdot 1,389^2 = 32 \text{ cm}^4.$$

Gewählt sind $2 \text{ I NP. 6} \frac{1}{2} + 2 \frac{65}{12}$ mit $J_{min} = 56 \text{ cm}^4$ und $F = 2(6,5 - 2,0)(1,2 + 0,55) = 15,8$ qcm Fläche bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen I -Eisenstegs (Fig. 223); daher $\sigma = \frac{17100}{15,8} = 1090 \text{ kg/qcm}$. Zum Anschluß sind 6 einschnittige Niete von 20 mm ϕ mit $6 \cdot 3,1 = 18,6$ qcm Scherfläche gewählt.

Die wagerechten Riegel erhalten die größte Druckkraft $V = -8,6$ t; $J_{min} = 2,33 \cdot 8,6 \cdot 0,7^2 = 10 \text{ cm}^4$. Gewählt sind $2 \text{ I } 65 \cdot 65 \cdot 9$ mit $F = 22,0$ qcm und $J_{min} = 34 \text{ cm}^4$. Zum Anschluß dienen 4 einschnittige Niete von 20 mm ϕ mit $4 \cdot 3,1 = 12,4$ qcm Scherfläche.

2. Berechnung der Säulenfußplatte

Die Fußplatte wird symmetrisch zu der durch V und W (Fig. 179) bestimmten lotrechten Kraftebene ausgebildet, so daß der Abstand r des Schnittpunkts der Resultierenden R mit der wagerechten Auflagerebene in eine Hauptachse der Platte fällt.

a) Der Schnittpunkt der Resultierenden R liegt innerhalb der Fußplatte. Ist F die Fläche, \mathfrak{B} das Widerstandsmoment, $\kappa = \frac{\mathfrak{B}}{F}$ die zugehörige Kernweite der Platte, so hat man zwei Fälle zu unterscheiden.

$\alpha)$ $r \leq \kappa$. Zwischen Fußplatte und Mauerwerk treten nur Druckspannungen auf, deren Größtwerth sich (Fig. 179 und 187)

$$\text{für } r < \kappa_a \text{ zu} \quad 35^a) \quad \sigma_{max} = \frac{V}{F} + \frac{M}{\mathfrak{B}} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\kappa_b} \right),$$

$$\text{für } r = \kappa_a \text{ zu} \quad 35^b) \quad \sigma_{max} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b} \right)$$

berechnet. Ist k_m die zulässige Beanspruchung des Auflagersteins, so ergibt die Bedingung $\sigma_{max} \leq k_m$ die erforderliche Auflagerfläche F .

Aufgabe 41. Es ist die quadratische Fußplatte der in Aufg. 36 berechneten gußeisernen Säule zu bestimmen. $k_m = 20 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Mit $F = a^2$, $r = 50 \text{ mm}$ und $\kappa_a = \kappa_b = \frac{a}{6}$ ergibt sich nach Gl. 35^a):
 $20 = \frac{40000}{a^2} \left(1 + \frac{5 \cdot 6}{a}\right)$ oder $a^3 - 2000a - 60000 = 0$ oder endlich $a = \sim 57 \text{ cm}$.

Muß die Fußplatte wegen Raummangel in ihren Abmessungen beschränkt oder in bezug auf die Säulenachse unsymmetrisch ausgebildet werden, so wird die Säule zur Herabminderung der größten Druckspannung zwischen Fußplatte und Auflagerstein verankert.

Jeder die Fußplatte mit dem Ankerkörper verbindende Anker wird mit einer gewissen Kraft von vornherein angespannt. Sind f_1, f_2, f_3, \dots die wirksamen Querschnittsflächen der einzelnen, symmetrisch zur Kräftebene angeordneten Anker (Fig. 187), $\zeta_1, \zeta_2, \zeta_3, \dots$ ihre parallel zur Kräftebene gemessenen Entfernungen vom Plattenschwerpunkt S , so ergeben sich unter der Voraussetzung, daß alle Anker mit derselben Span-

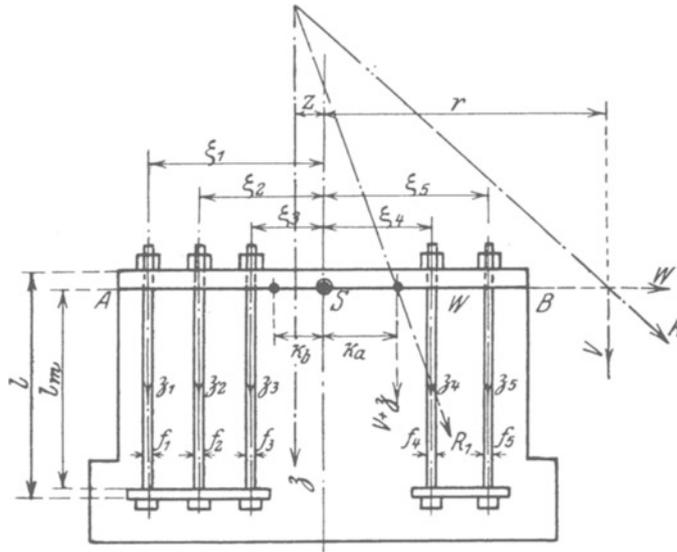


Fig. 187.

nung σ_3 angespannt sind, die zur Erzeugung dieser Anfangsspannung erforderlichen Kräfte zu $Z_1 = f_1 \sigma_3$, $Z_2 = f_2 \sigma_3$, \dots , daher die Resultierende

$$36) \quad Z = \sigma_3 \Sigma f.$$

Aus $Zz = Z_1 \zeta_1 + Z_2 \zeta_2 + \dots$ folgt der parallel zur Kräftebene gemessene Abstand z dieser Resultierenden vom Schwerpunkt S zu

$$37) \quad z = \frac{\Sigma Z \zeta}{Z} = \frac{\Sigma f \zeta}{\Sigma f}.$$

Sind Querschnitt und Lage der Anker symmetrisch zur Schwerachse, so ist $\Sigma f \zeta = 0$, daher auch $z = 0$, d. h. die Resultierende Z greift im Plattenschwerpunkt an.

Mit dem durch Gl. 10 bestimmten Wert α ergibt sich die durch V , $M = Vr$, Z und eine Temperaturerniedrigung des Ankers um t^0 gegenüber dem Ankerkörper (vgl. Gl. 12) erzeugte größte Druckspannung zu

$$38) \quad \sigma_{max} = \frac{V}{(1 + \alpha) F} \left(1 + \frac{r}{\kappa_b}\right) + \frac{Z}{F} \left(1 - \frac{z}{\kappa_b}\right) + \frac{\epsilon E t}{1 + \alpha} \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{t},$$

wobei das Verhältnis der Ankerfläche f zur Fläche f_m des für den Anker wirksamen Teils des Ankerkörpers für alle Anker groß eingeführt werden darf, da f_m in einer

bestimmten, allerdings nur durch Schätzung zu ermittelnden Weise von f abhängt. Aus der Bedingung $\sigma_{max} \leq k_m$ bestimmt sich die gesuchte Resultierende \mathfrak{Z} . Die zur Berechnung der Ankerquerschnittsfläche f erforderliche zulässige Anfangsspannung k_b erhält man dann wie folgt. Ist σ_z die durch die tatsächlich auftretende Ankerzugkraft Z erzeugte, k_z aber die zulässige Zugbeanspruchung des Ankers, so ergibt sich nach Gl. 11:

$$fk_b = \frac{1}{1+\alpha} \left(f\sigma_z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l} \right) \text{ und nach Gl. 12: } f k_z = f\sigma_z + \frac{2}{1+\alpha} \varepsilon E t f \frac{l_m}{l}; \text{ aus beiden Gleichungen folgt:}$$

$$39) \quad k_b = \frac{1}{1+\alpha} \left(k_z - \varepsilon E t \frac{l_m}{l} \frac{1-\alpha}{1+\alpha} \right).$$

Für die praktische Anwendung darf man aus den bei Gl. 12 erörterten Gründen $\alpha = 0$ setzen, also die Resultierende \mathfrak{Z} aus der Gleichung

$$38^a) \quad \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\alpha_b} \right) + \frac{\mathfrak{Z}}{F} \left(1 - \frac{z}{\alpha_b} \right) + \varepsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \leq k_m.$$

und die zulässige Anfangsspannung aus der Gleichung

$$39^a) \quad k_b = k_z - \varepsilon E t \frac{l_m}{l}$$

bestimmen; man berücksichtigt dabei die Vernachlässigung von α durch den erniedrigten Spannungswert $k_z = \frac{800}{1000} \text{ kg/qcm}$ ohne Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Die Säulenanker liegen meistens im Ankerkörper dicht eingeschlossen, so daß ein Temperaturunterschied zwischen beiden nicht zu berücksichtigen, in den Gl. 38 und 39 daher $t = 0$ einzuführen ist.

Außer den Zugkräften haben die Anker noch die wagerechte Seitenkraft W durch ihren Scherwiderstand zu übertragen, soweit sie nicht durch den Reibungswiderstand zwischen Fußplatte und Ankerkörper aufgenommen wird.

Aufgabe 42. Eine in der Achse mit $V = 63,0 t$ belastete, aus H Diff. 20 B gebildete Säule (Fig. 188) erhält eine in bezug auf die Säulenachse unsymmetrische rechteckige Fußplatte von $a = 660 \text{ mm}$ Breite und $b = 460 \text{ mm}$ Länge. Die größte auftretende Druckspannung σ_{max} soll durch eine Verankerung auf das zulässige Maß $k_m = 30 \text{ kg/qcm}$ erniedrigt werden, wenn sich $\sigma_{max} > k_m$ ergibt. Es ist Zahl und Querschnitt der erforderlichen Anker festzulegen. $t = 0$; $k = 1200 \text{ kg/qcm}$.

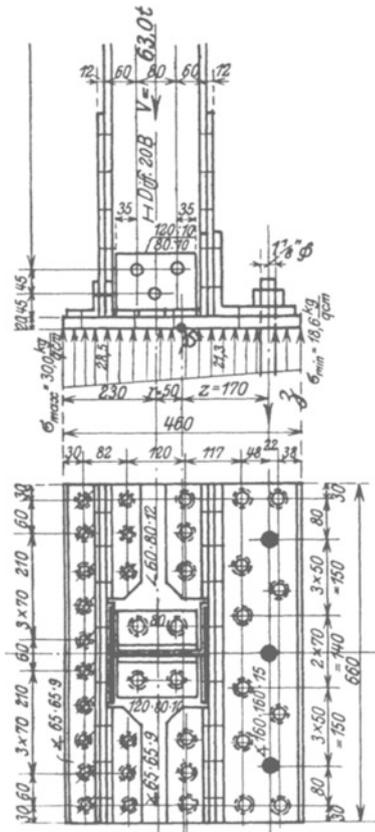


Fig. 188.

Auflösung. Nach Fig. 188 ist $r = 50 \text{ mm}$, daher ergibt sich mit $\alpha_a = \alpha_b = \frac{460}{6}$ aus Gl. 35^a: $\sigma_{max} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\alpha} \right) = \frac{63000}{3036} \left(1 + \frac{5 \cdot 6}{46} \right) = 34,3 \text{ kg/qcm} > k_m$. Es werden daher 3 Anker von gleichem Querschnitt f im Abstand $z = 170 \text{ mm}$ vom Plattenschwerpunkt S angeordnet. Dann ergibt sich aus Gl. 38^a: $34,3 + \frac{\mathfrak{Z}}{3036} \left(1 - \frac{17 \cdot 6}{46} \right) = 30$ der Wert $\mathfrak{Z} = 10700 \text{ kg}$. Auf jeden der 3 Anker entfällt daher die Zugkraft $\frac{10700}{3} = 3600 \text{ kg}$, die eine Fläche $f = \frac{3600}{800} = 4,5 \text{ qcm}$ erfordert; gewählt ist eine $1\frac{1}{8}$ " Schraube mit $4,5 \text{ qcm}$ Kernfläche. Die zwischen Platte und Auflagerstein eintretende Druckverteilung ist in Fig. 188 dargestellt. Für einen 1 cm langen Plattenstreifen berechnet sich das

größte Biegemoment zu $\mathfrak{M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{5,9^3}{3} (2 \cdot 30,0 + 28,5) = 510 \text{ cmkg}$ bzw. $\frac{1}{2} \cdot \frac{15,3^3}{3} (2 \cdot 18,6 + 21,3) = 2280 \text{ cmkg}$, das vorhandene Widerstandsmoment zu $\mathfrak{B} = 1 \cdot \frac{2,9^3}{6} = 1,4 \text{ cm}^3$ bzw. $1 \cdot \frac{3,5^3}{6} = 2,0 \text{ cm}^3$, daher die Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{510}{1,4} = 370 \text{ kg/qcm}$ bzw. $\frac{2280}{2,0} = 1140 \text{ kg/qcm}$.

$\beta)$ $r > \kappa$. Zwischen Fußplatte und Mauerwerk treten Zug- und Druckspannungen auf, so daß bei fehlender Verankerung ein Klaffen der Fuge eintritt und nur ein Teil der Fugenlänge zur Wirkung kommt. Für die rechteckige Platte (Fig. 189)

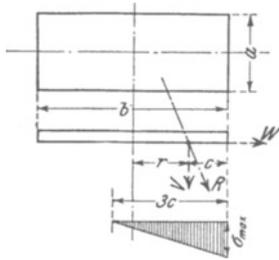


Fig. 189.

ergibt sich diese wirksame Länge mit $c = \frac{b}{2} - r$ zu $3c$ und die größte Kantenpressung zu

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{3ac}.$$

Aus $\sigma_{max} = k_m$ ergibt sich die kleinste erforderliche Plattenlänge zu

$$b = \frac{4V}{3ak_m} + \frac{2M}{V}.$$

Soll aber — und das gilt bei Säulen als Regel — ein Lüften der Fußplatte vermieden werden, so muß, wenn eine Vergrößerung der Plattenlänge b unmöglich ist, die Fußplatte mit dem Fundament verankert werden.

Die durch die Resultierende \mathfrak{Z} (Fig. 187) erzeugte Druckspannung $\frac{\mathfrak{Z}}{F} \left(1 + \frac{z}{\kappa_a}\right)$ muß eine Verkürzung des Ankerkörpers herbeiführen, die mindestens gleich der durch V , $M = Vr$ und eine Temperaturerhöhung des Ankers um t^0 gegenüber dem Ankerkörper erzeugte Verlängerung ist; entsprechend Gl. 11 ergibt sich daher

$$\frac{\mathfrak{Z}}{F} \left(1 + \frac{z}{\kappa_a}\right) = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{V}{F} \left(\frac{r}{\kappa_a} - 1\right) + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \right\} \text{ oder}$$

$$40) \quad \mathfrak{Z} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ V \frac{r - \kappa_a}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{F \kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}.$$

Die dann nach Gl. 35^b berechnete größte Druckspannung

$$41) \quad \sigma_{max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{V}{F} \frac{z + r}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{\kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}$$

muß $\leq k_m$ sein.

Ist $V = 0$, so wird $Vr = M$ und Gl. 40 und 41 gehen über in

$$40^a) \quad \mathfrak{Z} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{F \kappa_a}{z + \kappa_a} \right\},$$

$$41^a) \quad \sigma_{max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{F(z + \kappa_a)} + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{\kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}.$$

Für die rechteckige Platte (Fig. 189) wird mit $\kappa_a = \kappa_b = \frac{b}{6}$:

$$40^b) \quad \mathfrak{Z} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ V \frac{6r - b}{6z + b} + \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{ab^2}{6z + b} \right\},$$

$$41^b) \quad \sigma_{max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12V}{ab} \frac{z + r}{6z + b} + 2 \varepsilon Et \frac{f l_m}{f_m l} \frac{b}{6z + b} \right\},$$

und insbesondere mit $z = 0$:

$$40^{\circ}) \quad \mathfrak{Z} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{6M}{b} - V + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} ab \right\},$$

$$41^{\circ}) \quad \sigma_{max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12M}{ab^2} + 2 \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \right\}.$$

Aufgabe 43. Die in Aufg. 39 berechnete Säule erhält eine zur Säulenachse symmetrisch ausgebildete rechteckige Fußplatte von 1600 mm Länge und 640 mm Breite (Fig. 184); es ist die etwa erforderliche Verankerung zu berechnen. $k_m = 40$ kg/qcm. $t = 0$. $\alpha = 0$.

Auflösung. Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung berechnet sich das Moment für den Schwerpunkt S der Fußplatte nach Fig. 184 zu $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 + 48,0 \cdot 0,303 = 54,3$ mt, die gleichzeitig auftretende Vertikalkraft einschließlich des auf der Fußplatte ruhenden Betongewichts zu $V = 24,0 + 1,2 + 2 \cdot 30,0 + 48,0 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,65 \cdot 2,2 = 136,6$ t, daher $r = \frac{54,3}{136,6} = 0,40$ m $> \frac{z}{6} = \frac{1,6}{6} = 0,27$ m. Die darnach erforderlichen Anker werden mit gleichem Querschnitt symmetrisch zum Schwerpunkt S angeordnet, so daß sich mit $z = 0$ nach Gl. 40^o: $\mathfrak{Z} = \frac{6 \cdot 54,3}{1,6} - 136,6 = 67,0$ t ergibt.

Ohne Deckennutz- und Schneelast wird $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 = 39,8$ mt; $V = 24,0 + 1,2 + 60,0 + 3,4 = 88,6$ t; $r = \frac{39,8}{88,6} = 0,45 > \frac{z}{6}$; daher $Z = \frac{6 \cdot 39,8}{1,6} - 88,6 = 60,7$ t.

Auf jeden der angeordneten 8 Anker entfällt daher die größte Zugkraft $\frac{67,0}{8} = 8,4$ t; gewählt sind Anker von $1\frac{1}{2}'' \phi$ mit 8,4 qcm Kernfläche. Die größte Pressung des Auflagersteins ergibt sich nach Gl. 41^o zu $\sigma_{max} = \frac{12 \cdot 54,3 \cdot 10^5}{64 \cdot 160^2} = 40,0$ kg/qcm.

Bei voller Belastung wird $M = 39,8$ mt und $V + Z = 35,2 + 2(30,0 + 48,0) + 0,64 \cdot 1,6 \cdot 0,65 \cdot 2,2 + 67,0 = 259,7$ t; daher $\sigma_{max} = \frac{259700}{64 \cdot 160} + \frac{3980000 \cdot 6}{64 \cdot 160^2} = 25,4 + 14,6 = 40,0$ kg/qcm.

b) Der Schnittpunkt der Resultierenden R liegt außerhalb der Fußplatte. Die Säule muß entweder mit dem Fundament verankert oder eingespannt werden.

a) Verankerung der Säule. Zur Berechnung der Anker dienen die Gl. 37 bis 41 unter der auch hier gültigen Voraussetzung, daß ein Lüften der Fußplatte nicht eintreten soll.

Aufgabe 44. Es sollen die Isolatorstützen A und B (Fig. 183^o) samt den zugehörigen Querträgern berechnet werden. $k = \frac{1200}{1500}$ kg/qcm für das Kreuzungsfeld; $k_z = 0,75 k$ für die Anker. $\mathfrak{C} = 4$. $\alpha = 0$. $t = 0$.

Auflösung. Der Seilzug beträgt im $\frac{\text{Kreuzungsfeld } 140 \text{ kg}}{\text{Nachbarfeld } 190 \text{ kg}}$, daher das Moment für den Querschnitt $a-a$ der Isolatorstütze (Fig. 183^d) $M = \frac{140 \cdot 6}{190 \cdot 6} = \frac{840}{1140}$ cmkg; bei 20 mm ϕ und 0,785 cm³ Widerstandsmoment ergibt sich die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{840}{1140 \cdot 0,785} = \frac{1070}{1450}$ kg/qcm. Das Einspannungsmoment für den Querschnitt $b-b$ (Fig. 183^d) ergibt sich zu $M = \frac{140 \cdot 15}{190 \cdot 15} = \frac{2100}{2850}$ cmkg, die Kernweite des ringförmigen Druckquerschnitts (Fig. 183^o) zu $x = \frac{40}{8} \left[1 + \left(\frac{26}{40} \right)^2 \right] = 7,1$ mm; folglich nach Gl. 40^o mit $z = 0$ die Zugkraft $\mathfrak{Z} = \frac{2100 \cdot 0,71}{2850 \cdot 0,71} = \frac{3000}{4000}$ kg und mit $Fx = \mathfrak{Z} = 5,17$ cm³ nach Gl. 41^o die größte

Pressung in der Ringfläche zu $\sigma_{max} = \frac{2 \cdot 2100 : 5,17}{2 \cdot 2850 : 5,17} = \frac{810}{1100}$ kg/qcm. Da der Anker im Schwerpunkt des Einspannquerschnitts angeordnet ist, tritt eine Zugkraft Z infolge des Moments M nicht auf; und da auch ein Temperaturunterschied zwischen Anker und \square -Eisen als Ankerkörper nicht in Betracht kommt, so ist die berechnete Kraft β die größte überhaupt im Anker auftretende Zugkraft. Bei 26 mm ϕ hat der Anker eine Kernfläche von 3,57 qcm, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma_z = \frac{3000 : 3,57}{4000 : 3,57} = \frac{840}{1120}$ kg/qcm (zul. $\frac{900}{1125}$ kg/qcm).

Die Betrachtung der Isolierstütze als eines Balkens auf 2 Stützen würde zu dem Stützenmoment $M = \frac{140 \cdot 15,5}{190 \cdot 15,5} = \frac{2170}{2950}$ cmkg und daher bei 1,73 cm³ Widerstandsmoment des Ankers zu der Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{1260}{1690}$ kg/qcm führen.

Jedes der beiden, am Ort der Isolatorstützen nach Fig. 183^d miteinander verbundenen Querträger- \square -Eisen erleidet zunächst durch Seilzug und Winddruck in der Achse $\xi\xi$ das Moment $M_\xi = \frac{1}{2} (140 + 25) \cdot 47 = 3880$ cmkg. Durch das Verdrehungsmoment $M_d = 140 \cdot 21,25 = 2975$ cmkg entstehen die senkrechten Stützdrücke $N = \pm \frac{2975}{35,8} =$ rund ± 90 kg, daher in der Achse $\eta\eta$ das Moment $M_\eta = \pm 90 \cdot 47 = \pm 4230$ cmkg. Der Querträger B erhält endlich noch die Zugkraft 190 kg und in der Achse $\eta\eta$ das Zusatzmoment $M'_\eta = 190 \cdot 20,75 = 3930$ cmkg. Das mit Rücksicht auf die für den Anker erforderliche Flanschbreite gewählte \square NP. 10^{1/2} hat $F = 17,3$ qcm, $W_\xi = 54,7$ cm³, $W_\eta = 13,2$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma_A = \frac{3880}{13,2} + \frac{4230}{54,7} = 300 + 80 = 380$ kg/qcm bzw. $\sigma_B = \frac{190}{17,3} + \frac{3880}{13,2} + \frac{3930 - 4230}{54,7} = 10 + 300 - 5 = 305$ kg/qcm.

Die Diagonale der Querverbindung (Fig. 183^d) erhält die Zugkraft $D = 90 \cdot \frac{343}{110} =$ rund 300 kg; das gewählte Flacheisen $\frac{80}{5}$ hat eine Fläche von $(8 - 2,6) \cdot 0,5 = 2,7$ qcm. Der Untergurt erhält die Druckkraft $U = -90 \cdot \frac{358}{110} - \frac{25}{2} + \frac{140}{2} = -240$ kg; $J_{min} = 1,82 \cdot 0,24 \cdot 0,358^2 = 0,06$ cm⁴; das gewählte Flacheisen $\frac{80}{5}$ hat $J_{min} = 8 \cdot \frac{0,5^3}{12} = 0,08$ cm⁴. Der Obergurt erhält aus praktischen Gründen dasselbe Profil.

Aufgabe 45. Es ist die Fußplatte der in Aufg. 40 berechneten Säule zu bestimmen. $h_m = 35$ kg/qcm. $t = 0$. $\alpha = 0$.

Auflösung. Für die in Fig. 190 dargestellte Fußplatte berechnet sich die Fläche zu $F = 1,4 \cdot 1,2 - 0,32 \cdot 1,04 = 1,3472$ qm, der Schwerpunktsabstand von der Kante B zu $\left(1,2 \cdot \frac{1,4^3}{2} - \frac{0,32 \cdot 1,04^3}{3}\right) : 1,3472 = 0,788$ m, das Trägheitsmoment für die Schwerachse zu $J = 1,2 \cdot \frac{1,4^3}{3} - \frac{0,32 \cdot 1,04^3}{6} - 1,3472 \cdot 0,788^2 = 0,2011$ m⁴, die Widerstandsmomente zu $W_A = \frac{0,2011}{0,612} = 0,3287$ m³, $W_B = \frac{0,2011}{0,788} = 0,2552$ m³, daher endlich die Kernweiten zu $\kappa_a = \frac{0,3287}{1,3472} = 0,244$ m und $\kappa_b = \frac{0,2552}{1,3472} = 0,189$ m.

Das größte $\frac{\text{rechts}}{\text{links}}$ drehende Moment tritt bei der Belastung nach Fig. $\frac{186^a}{186^b}$ mit $\frac{M_r}{M_l} = \frac{0,9 \cdot 9,0 \cdot 5,1 + (1,2 - 2,1) \cdot 9,6 + 1,4 \cdot 7,4 + 28,6 \cdot 0,308 - 29,0 \cdot 0,392}{2,1 \cdot 9,6 + 1,4 \cdot 7,4 + 30,5 \cdot 0,392 - 5,0 \cdot 0,308} = \frac{40,5}{43,3}$ mt auf; die gleichzeitig wirkende Vertikalkraft berechnet sich einschließlich des auf der Fußplatte ruhenden Betongewichts zu $\frac{V_r}{V_l} = \frac{29,0 + 28,6 + 2,4^2 \cdot 0,6 \cdot 2,2}{36,5 + 5,0 + 2,4^2 \cdot 0,6 \cdot 2,2} = \frac{65,2}{49,1}$ t; daher der Abstand der Resultierenden $\frac{\kappa_r}{\kappa_l} = \frac{0,621}{0,882}$ m. Soll die nach Gl. 40 zu berechnende Ankerkraft β für

beide Drehrichtungen denselben Wert erlangen, so ergibt sich mit Bezugnahme auf Fig. 187 die Gleichung

$$V_r \frac{r_r - \kappa_a}{z + \kappa_a} = V_l \frac{r_l - \kappa_b}{z + \kappa_b} \quad \text{oder} \quad 65,2 \frac{0,621 - 0,244}{z + 0,244} = 49,1 \frac{0,882 - 0,189}{-z + 0,189},$$

aus der sich $z = -0,062$ m ergibt; das Minuszeichen deutet an, daß die Resultierende \mathfrak{Z} nicht wie in Fig. 187 links, sondern rechts vom Schwerpunkt S liegt (Fig. 190). Damit ergibt sich nach Gl. 40: $\mathfrak{Z} = 65,2 \frac{0,621 - 0,244}{-0,062 + 0,244} = 49,1 \frac{0,882 - 0,189}{0,062 + 0,189} = 135,4$ t (gemittelt aus den beiden Werten 135,1 und 135,6 t) und mit den Maßangaben der Fig. 190:

$$\mathfrak{Z}_1 = \frac{135,6 \cdot 468 - 62 \cdot 915}{447 + 62} = \frac{60,2}{75,4} \text{ t; gewählt sind } \frac{9}{8} \text{ Anker von } \frac{13}{8}'' \text{ } \phi \text{ mit } \frac{9 \cdot 6,8}{8 \cdot 9,5} = 76,0 \text{ qcm}$$

Kernfläche.

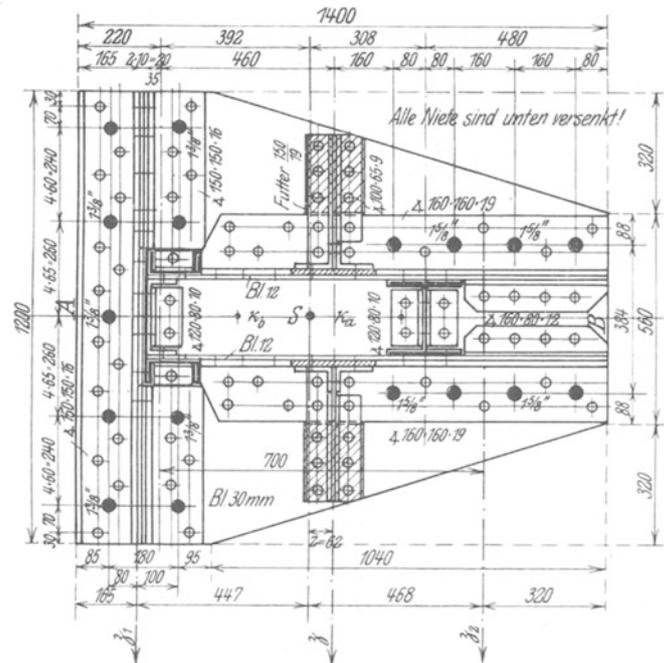


Fig. 190.

Dann berechnen sich die Spannungen

$$\sigma_{B \max} = \frac{65,2 + 135,4}{1,3472} + \frac{40,5 + 135,4 \cdot 0,062}{0,2552} = 149 + 192 = 341 \text{ t/qm} = 34,1 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{A \min} = \frac{65,2 + 135,4}{1,3472} - \frac{40,5 + 135,4 \cdot 0,062}{0,3287} = 149 - 149 = 0.$$

$$\sigma_{A \max} = \frac{49,1 + 135,4}{1,3472} + \frac{43,3 - 135,4 \cdot 0,062}{0,3287} = 137 + 106 = 243 \text{ t/qm} = 24,3 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{B \min} = \frac{49,1 + 135,4}{1,3472} - \frac{43,3 - 135,4 \cdot 0,062}{0,2552} = 137 - 137 = 0.$$

Setzt man in Gl. 41: $\sigma_{\max} = k_m$, so ergeben Gl. 40 und 41 die zusammengehörigen Werte

$$42^a) \quad \mathfrak{Z} = F k_m \frac{\kappa_b}{\kappa_a + \kappa_b} \frac{V}{1 + \alpha}, \quad 42^b) \quad \mathfrak{Z}^z = \frac{M}{1 + \alpha} - F k_m \frac{\kappa_a \kappa_b}{\kappa_a + \kappa_b} + \epsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} F \kappa_a,$$

Seitenkraft W die überall gleiche Druckspannung $\sigma = \frac{W}{de}$ und das Moment $\mathfrak{M} = M + W \frac{e}{2}$ die größte Biegungsspannung $\sigma_b = \frac{6 \mathfrak{M}}{de^2}$; aus $\sigma + \sigma_b \leq k_m$ ergibt sich die kleinste erforderliche Einspannhöhe zu

$$43) \quad e = \frac{2W}{dk_m} \left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} dk_m \frac{M}{W^2}} \right).$$

Die tatsächliche Einmauerungstiefe t wird zu $e + 50$ bis $e + 100$ mm gewählt.

Damit der hier durchweg aus Beton bestehende Einspannkörper in den Ebenen I bis I (Fig. 192^a) nicht abgeschert wird, muß die Breite x für 1 cm Höhe der Gleichung $2x \cdot 1 \cdot k_s = d \cdot \sigma_{max}$ genügen, wo k_s die mittlere zulässige Scherbeanspruchung des Betons ist; aus ihr ergibt sich

$$44) \quad x = \frac{d \sigma_{max}}{2 k_s}.$$

Damit der Beton in der Ebene II—II nicht abgerissen wird, muß die Länge y der Gleichung $2y \cdot 1 \cdot k_z = d \cdot \sigma_{max}$ genügen; da für Beton $k_z = k_s$ eingeführt werden darf, ergibt sich

$$44^a) \quad y = x.$$

Damit endlich durch das Biegemoment $d \cdot \sigma_{max} \cdot \frac{d}{8}$ der zwischen den Ebenen I bis I gelegene Betonteil nicht überanstrengt wird, muß x auch der Gleichung $1 \cdot \frac{x^2}{6} \cdot k_b = d \cdot \sigma_{max} \cdot \frac{d}{8}$ genügen, aus der sich mit $k_b = k_s$ der Wert

$$44^b) \quad x = \frac{d}{2} \sqrt{\frac{3 \sigma_{max}}{k_s}}$$

ergibt. In der Ebene F—F hat der Fundamentkörper sämtliche Kräfte und Momente aufzunehmen.

Aufgabe 47. Die in Aufg. 37 berechnete Säule (einstielige Bahnsteighalle) ist nach Fig. 193 in ein Betonfundament eingespannt, dessen zulässige Beanspruchung auf Druck $k = \frac{20}{25}$ kg/qcm ohne Berücksichtigung des Winddrucks, mit auf Zug und Abscheren $k_z = k_s = 4,5$ kg/qcm beträgt. Es sollen Einspannungstiefe und Fundamentabmessungen berechnet werden.

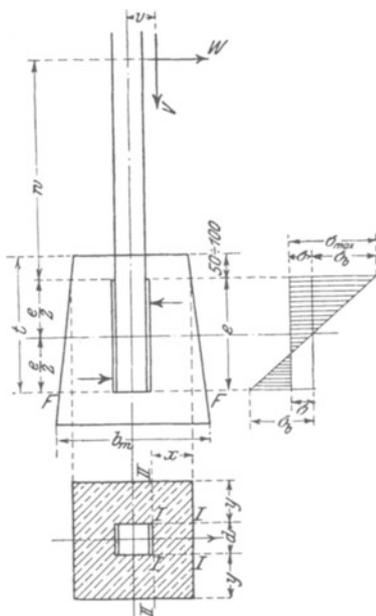
Auflösung. Nach Aufg. 37 und Fig. 193 berechnet sich $V = 10000$ kg, $W = 1330$ kg und $M = 16690 + 1330 \cdot 0,1 = 16820$ mkg, daher mit $d = 300$ mm nach Gl. 43: $e = \frac{2 \cdot 1330}{30 \cdot 25}$

$\left(1 + \sqrt{1 + \frac{3}{2} \cdot 30 \cdot 25 \cdot \frac{1682000}{1330^2}} \right) = 120$ cm. Nach Gl. 44 und 44^a wird $x = y = \frac{30 \cdot 25}{2 \cdot 4,5} = 83$ cm; gewählt ist $x = y = 85$ cm, so daß sich nach Gl. 44^b die Biegungsspannung zu

$$\sigma_z = \frac{3}{4} \cdot 30^2 \cdot \frac{25}{85^2} = 2,4 \text{ kg/qcm (zul. 4,5 kg/qcm) ergibt.}$$

In der Ebene F—F ist $V = 10000 + 2,1 \cdot 2,0 \cdot 1,3 \cdot 2200 + 300$ (Gewicht des Säulenfußes) = 22300 kg, $W = 1330$ kg, $M = 16690 + 1330 \cdot 1,3 = 18420$ mkg, daher die Spannungen im Beton $\sigma = \frac{22300}{200 \cdot 210} \pm \frac{1842000 \cdot 6}{200 \cdot 210^2} = 0,53 \pm 1,25 = \frac{+1,8 \text{ (Druck)}}{-0,7 \text{ (Zug)}}$ kg/qcm $\left(\text{zul. } \frac{20}{4,5} \text{ kg/qcm} \right)$.

Fig. 192.

Fig. 192^a.

Aufgabe 48. Für den in Aufg. 38 berechneten Freileitungsmast sollen die im Betonfundament (Fig. 183) auftretenden größten Spannungen berechnet werden.

Auflösung. Nach Fig. 183 ist $t = 1800$ mm, daher $e = 1800 - 100 = 1700$ mm, $d = 2 \cdot 70 = 140$ mm. Ferner berechnet sich nach Aufg. 38 Horizontalkraft und Biegemoment in der

$$x\text{-Achse zu } W_x = 640 + 500 = 1140 \text{ kg; } \mathfrak{M}_x = 5150 + 2500 + 1140 \cdot 0,95 = 8730 \text{ mkg;}$$

$$y\text{-Achse zu } W_y = 700 + 460 = 1160 \text{ kg; } \mathfrak{M}_y = 5730 + 2170 + 1160 \cdot 0,95 = 9000 \text{ mkg.}$$

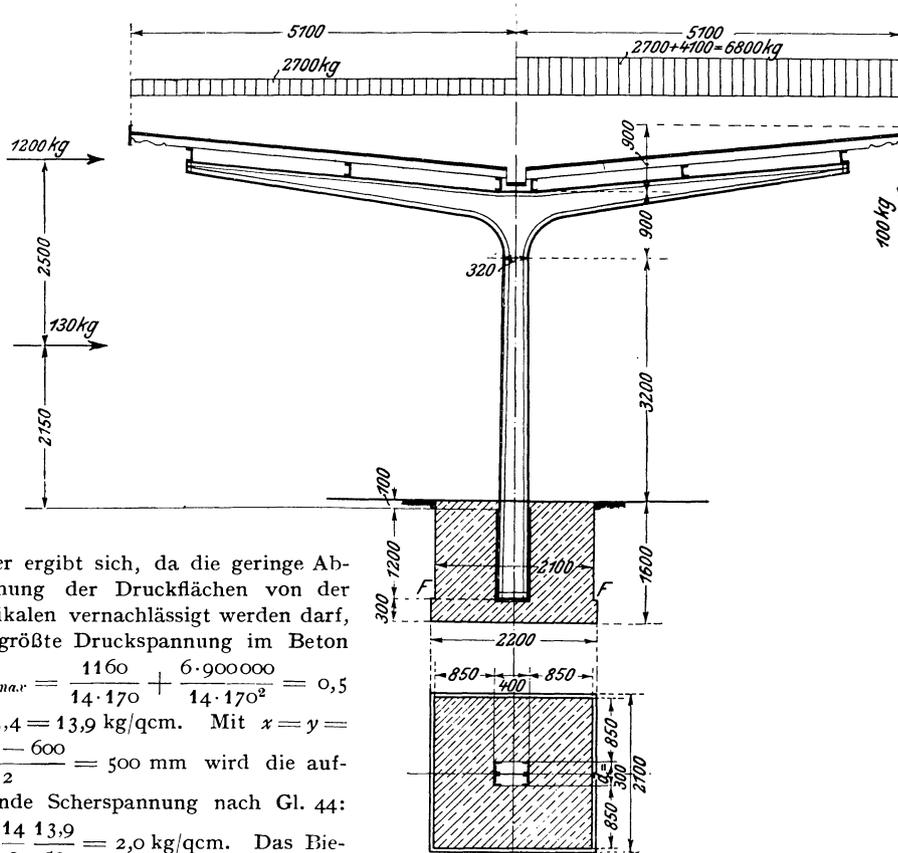


Fig. 193.

Daher ergibt sich, da die geringe Abweichung der Druckflächen von der Vertikalen vernachlässigt werden darf, die größte Druckspannung im Beton zu $\sigma_{max} = \frac{1160}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 9000000}{14 \cdot 170^2} = 0,5 + 13,4 = 13,9 \text{ kg/qcm}$. Mit $x = y = \frac{1600 - 600}{2} = 500$ mm wird die auftretende Scherspannung nach Gl. 44:

$\sigma_s = \frac{14 \cdot 13,9}{2 \cdot 50} = 2,0 \text{ kg/qcm}$. Das Biegemoment berechnet sich für 1 cm Höhe zu $\mathfrak{M} = 1 \cdot 7 \cdot 13,9 \cdot \frac{1}{2} = 340 \text{ cmkg}$, daher die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{340 \cdot 6}{1 \cdot 50^2} = 0,8 \text{ kg/qcm}$. Gleichzeitig mit σ_s tritt im Querschnitt I—I noch eine durch W_x und \mathfrak{M}_x erzeugte Zugspannung σ_z auf; mit $\sigma'_{max} = \frac{1140}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 8730000}{14 \cdot 170^2} = 0,5 + 13,0 = 13,5 \text{ kg/qcm}$ wird $\sigma_z = \frac{1 \cdot 14 \cdot 13,5}{2 \cdot 50} = 1,9 \text{ kg/qcm}$, so daß sich die Hauptspannung genau genug zu $\sigma = 0,35 \cdot 1,9 + 0,65 \sqrt{1,9^2 + 4 \cdot 2,0^2} = 3,5 \text{ kg/qcm}$ berechnet.

3. Berechnung der Auflagerung.

Auf die Fuge CD zwischen Werkstein und Ziegel- oder Betonmauerwerk (Fig. 194) wirkt

die senkrechte Last $V_w = V + \mathfrak{Z} + G_w$ ($G_w =$ Gewicht des Werksteins),
 das Moment $M_w = M - \mathfrak{Z}z + Wt_w$ ($t_w =$ Höhe des Werksteins).

Sind a_w und b_w die Abmessungen des rechteckigen Werksteins, so ergeben sich die Spannungen

$$\sigma_{\min} = \frac{V_w}{a_w b_w} \pm \frac{6 M_w}{a_w b_w^2}.$$

Ergibt sich σ_{\min} negativ (als Zugspannung), so ist mit $r_w = \frac{M_w}{V_w}$ nur der Teil $3c_w = 3\left(\frac{b_w}{2} - r_w\right)$ der Fuge CD als wirksam einzuführen und man erhält nach Gl. 35^b mit $\alpha_a = \alpha_b$:

$$\sigma_{\max} = \frac{2V_w}{3a_w c_w}.$$

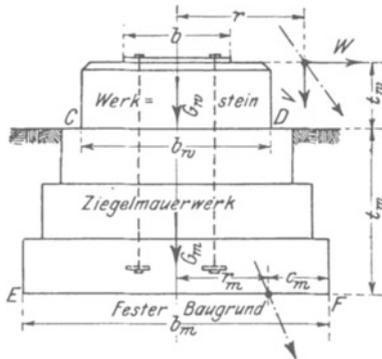


Fig. 194.

Ergibt sich $\sigma_{\max} > k_m$, so sind die Abmessungen des Werksteins zu vergrößern.

Auf die rechteckige Fundamentsohle EF wirkt die senkrechte Last $V_m = V + G_w + G_m$ (G_m = Gewicht des Fundaments einschließlich Erdlast) und das Moment $M_m = M + W(t_w + t_m)$, wenn t_m die Fundamenthöhe ist. Die Berechnung der Spannungen erfolgt wie vorher.

Aufgabe 49. Das Fundament der in Aufgabe 39 und 43 berechneten Säule ist in

Fig. 184 dargestellt; es sollen die größten auftretenden Spannungen berechnet werden.

$$\frac{k_m}{k_f} = \frac{18}{4} \text{ kg/qcm für den Beton Baugrund.}$$

Auflösung. 1. Fuge CD . Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung wird nach Aufg. 43 und Fig. 184: $V_w = 136,6 + 67,0 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,75 \cdot 2,8 = 208,6 \text{ t}$ und $M_w = 54,3 + 5,0 \cdot 0,75 = 58,1 \text{ mt}$; daher $\sigma_{\max} = \frac{208600}{120 \cdot 200} + \frac{5810000 \cdot 6}{120 \cdot 200^2} = 8,7 + 7,7 = 16,4 \text{ kg/qcm}$.

Bei voller Belastung wird $V_w = 35,2 + 2(30,0 + 48,0) + 67,0 + 2,0 \cdot 1,2(0,65 \cdot 2,2 + 0,75 \cdot 2,8) = 266,7 \text{ t}$ und $M_w = 39,8 + 5,0 \cdot 0,75 = 43,6 \text{ mt}$; daher $\sigma_{\max} = \frac{266700}{120 \cdot 200} + \frac{4360000 \cdot 6}{120 \cdot 200^2} = 11,1 + 5,5 = 16,6 \text{ kg/qcm}$.

2. Fundamentsohle EF . Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung wird $V_m = 208,6 + 3,6 \cdot 2,8 \cdot 1,2 \cdot 2,2 + (3,6 \cdot 2,8 - 2,0 \cdot 1,2) 1,4 \cdot 1,6 = 208,6 + 26,6 + 17,2 = 252,4 \text{ t}$ und $M_m = 58,1 + 5,0 \cdot 1,2 = 64,1 \text{ mt}$; daher $\sigma_{\max} = \frac{252400}{280 \cdot 360} + \frac{6410000 \cdot 6}{280 \cdot 360^2} = 2,5 + 1,1 = 3,6 \text{ kg/qcm}$.

Bei voller Belastung wird $V_m = 266,7 + 26,6 + 17,2 = 310,5 \text{ t}$ und $M_m = 43,6 + 5,0 \cdot 1,2 = 49,6 \text{ mt}$; daher $\sigma_{\max} = \frac{310500}{280 \cdot 360} + \frac{4960000 \cdot 6}{280 \cdot 360^2} = 3,0 + 0,8 = 3,8 \text{ kg/qcm}$.

Aufgabe 50. Das Betonfundament des in Aufg. 38 berechneten Freileitungsmasts ist in Fig. 183 dargestellt; es soll die größte Pressung des Baugrundes unter der Voraussetzung berechnet werden, daß das Gewicht des auflastenden Erdreichs bis zu einem Böschungswinkel von 30° gegen die Vertikale berücksichtigt wird. $k_f = 2,5 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Auf die Fundamentsohle wirkt nach Aufg. 38 und Fig. 183 die senkrechte Last $V = 0,8 + \frac{2,2}{3}(4,7^2 + 2,2^2 + 4,7 \cdot 2,2) 1,6 + (2,2^2 \cdot 1,0 + 1,6^2 \cdot 1,2)(2,2 - 1,6) = 0,8 + 43,7 + 4,7 = 49,2 \text{ t}$ und das Moment

$$\begin{aligned} \text{in der } x\text{-Achse infolge } & \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{x,s} = 5150 + 640 \cdot 2,2 = 6560 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{x,w} = 2500 + 500 \cdot 2,2 = 3600 \text{ mkg;} \end{cases} \\ \text{in der } y\text{-Achse infolge } & \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{y,s} = 5730 + 700 \cdot 2,2 = 7270 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{y,w} = 2170 + 460 \cdot 2,2 = 3180 \text{ mkg.} \end{cases} \end{aligned}$$

Daher ergeben sich die größten Beanspruchungen des Baugrunds zu

$$\sigma_{\max} = \frac{49200}{220^2} \pm \frac{(6560 + 3600 + 7270) \cdot 100 \cdot 6}{220^3} = 1,02 \pm 0,98 = \begin{matrix} + 2,00 \text{ (Druck)} \\ + 0,04 \text{ (Druck)} \end{matrix} \text{ kg/qcm.}$$

Aufgabe 51. Das Betonfundament der in Aufg. 37 und 46 berechneten Säule (einstielige Bahnhofshalle) ist in Fig. 193 dargestellt; es soll die größte Pressung des Baugrundes berechnet werden. $k_f = 2,5 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Auf die Fundamentsohle wirkt nach Aufg. 46 und Fig. 193 die senkrechte Last $V_m = 10,0 + 0,3 + 2,2 \cdot 2,1 \cdot 1,6 \cdot 1,6 + (2,1 \cdot 2,0 \cdot 1,3 + 2,2 \cdot 2,1 \cdot 0,3)(2,2 - 1,6) = 10,3 + 11,8 + 4,1 = 26,2 \text{ t}$ und das Moment $M_m = 16690 + 1330 \cdot 1,6 = 18820 \text{ mkg}$; daher $r_m = \frac{18820}{26200} = 0,72 \text{ m} > x = \frac{2,2}{6} = 0,37 \text{ m}$; $c_m = \frac{2,2}{2} - 0,72 = 0,38 \text{ m}$ und $\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 26200}{3 \cdot 38 \cdot 210} = 2,2 \text{ kg/qcm}$.

B. Konstruktion der Säulen.

Wird eine Säule nur auf Druck beansprucht, so kann sie sowohl aus Guß- als auch aus Flußeisen hergestellt werden. Um hierbei nach allen Richtungen die gleiche Knicksicherheit zu haben, sollen die Trägheitsmomente für die beiden Hauptschwerachsen gleich groß sein; diese Forderung ist aber für einfache Querschnitte nur bei den kreis-, quadrat- und kreuzförmigen erfüllt, die andererseits nur in wenigen Fällen konstruktiv zweckmäßig sind. Man setzt daher die Säulenquerschnitte aus einzelnen Teilen derart zusammen, daß die Trägheitsmomente für die beiden Hauptschwerachsen wenigstens annähernd gleich groß sind. Um dann bei möglichst kleiner Querschnittsfläche ein möglichst großes Trägheitsmoment zu erzielen, müssen die Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt liegen.

Beispielsweise hat ein Kreisquerschnitt von 120 mm ϕ 113,1 qcm Fläche und 1020 cm⁴ Trägheitsmoment, dagegen der Kreisringquerschnitt von 200 mm äußerem und 160 mm innerem Durchmesser bei demselben Flächeninhalt ein Trägheitsmoment von 4640 cm⁴.

Treten außer den Druck- auch nennenswerte Biegungsspannungen in einer Säule auf, so wird sie durchweg aus Flußeisen hergestellt.

I. Gußeiserne Säulen.

1. Querschnittsform.

Die gebräuchlichste Querschnittsform ist die kreisringförmige (Fig. 195), die den eben aufgestellten Bedingungen: Trägheitsmomente für alle Schwerachsen gleich groß, Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt, vollkommen entspricht.

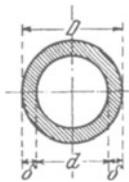


Fig. 195.



Fig. 196.

Der früher bei der Überdeckung weitgespannter Schaufensteröffnungen vielfach angewendete I- oder kastenförmige oder auch aus beiden Formen zusammengesetzte Querschnitt (Fig. 196) kommt heute nur noch selten zur Verwendung, da die flußeisernen Säulen bei größerer Tragfähigkeit eine geringere Breite erfordern, daher ein Mehr an Lichtweite für die Öffnung ergeben.

Der früher bei der Überdeckung weitgespannter Schaufensteröffnungen vielfach angewendete I- oder kastenförmige oder auch aus beiden Formen zusammengesetzte Querschnitt (Fig. 196) kommt heute nur noch selten zur Verwendung, da die flußeisernen Säulen bei größerer Tragfähigkeit eine geringere Breite erfordern, daher ein Mehr an Lichtweite für die Öffnung ergeben.

Die Säulen werden meist liegend gegossen; da hierbei infolge der Durchbiegung des Kerns und des Auftriebs des flüssigen Eisens leicht ungleiche Wandstärken nach Fig. 197 entstehen, so soll die Wanddicke mindestens 10, besser 12 bis 15 mm betragen.

Nach den „Normalbedingungen“ darf der Unterschied der Wanddicken eines Querschnitts, der überall mindestens den vorgeschriebenen Flächeninhalt haben muß, bei Säulen bis zu 400 mm mittlerem Durchmesser und 4 m Länge die Größe von 5 mm nicht überschreiten. Bei Säulen von größerem Durchmesser und größerer Länge wird der zulässige Unterschied für je 100 mm Mehrdurchmesser und für je 1 m Mehrlänge um je $\frac{1}{2}$ mm erhöht.

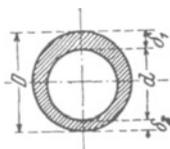


Fig. 197.

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Wandstärke ist durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal in zwei einander gegenüberliegenden Punkten, bei liegend gegossenen Säulen in der dem etwaigen Durchsacken des Kerns entsprechenden Richtung nachzuweisen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

Die Schwierigkeit der Erzeugung einer gleichmäßigen Wanddicke wächst mit der Länge der Säule, deren Grenze etwa 8 m ist. Aber schon bei Säulen von mehr als 4 bis 5 m Länge empfiehlt es sich, den Schaft in mehreren Teilen gießen zu lassen und die einzelnen Teile nach Fig. 198 aufeinander zu pfpfen. Der obere Teil erhält hierbei eine um die Wanddicke δ zurückgesetzte ringförmige Anschlagleiste von etwa $1,5 \delta$ Höhe zur Verhinderung einer seitlichen Verschiebung. Zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung müssen die Außen- und Innenkanten der einzelnen Teile senkrecht übereinander liegen und die wagerechten Druckflächen entweder durch Bearbeitung oder durch Zwischenschaltung einer 2 bis 3 mm starken Bleiplatte zur vollständigen Berührung gebracht werden.

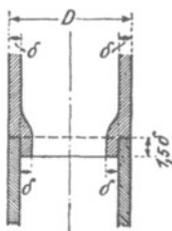


Fig 198.

2. Kopf- und Fußausbildung.

Kopf und Fuß werden als quadratische, rechteckige, seltener runde wagerechte Platten ausgebildet, die mit dem Schaft durch senkrechte Rippen verbunden sind; die Zahl der Rippen beträgt je nach der Größe der zu übertragenden Last 4 bis 16.

a) Bei wenig belasteten Säulen von geringer Höhe werden Kopf, Schaft und Fuß in einem Stück gegossen.

Aufgabe 52. Es soll Kopf und Fuß der in Aufg. 33 berechneten gußeisernen Säule entworfen werden.

Auflösung. Die Ausführung ist in Fig. 199 und 200 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein H-NP. 30 auflagert.

Die 25 mm starke rechteckige Kopfplatte ist mit 18 mm hohen seitlichen Anschlagleisten versehen und durch 4 Diagonalrippen von 25 mm Stärke und 115 mm Höhe gegen den Säulenschaft abgestützt; um einseitige Kantenpressungen zu vermeiden, ist die Platte an der Oberfläche nach Art der Gleitlager gewölbt, so daß der Druck des Trägers in der Säulenachse angreift. Um die freie Drehbarkeit des Trägers zu wahren, ist er mit der Kopfplatte in der Säulenachse durch Klemmplatten verbunden, das sind Flach-eisen, die mit der Platte fest verschraubt sind und sich auf die unteren Trägerflanschen legen, so daß die entstehende Reibung eine Verschiebung des Säulenkopfes verhindert.

Die Fußplatte (Fig. 200) ist quadratisch mit 360 mm Seitenlänge und 30 mm Dicke ausgebildet und durch 8 Rippen von 25 mm Stärke und 130 mm Höhe gegen den

Schaft abgestützt. Zwischen Platte und Mauerwerk ist zur Herbeiführung einer gleichmäßigen Druckverteilung eine Bleiplatte von 5 bis 6 mm oder eine Zementschicht von

10 bis 20 mm Stärke einzuschalten. Bei $36^2 - \frac{5,0^2 \pi}{4} = 1280$ qcm Auflagerfläche ergibt sich der Druck auf das Ziegelmauerwerk in verlängertem Zementmörtel zu $\sigma_m = \frac{15000}{1280} = 11,8$ kg/qcm.

Wird die Fußplatte durch n Rippen (Fig. 201) mit dem Säulenschaft verbunden, so entfällt auf jede Rippe von der gesamten Säulenlast P der Betrag P/n , und zwar setzt sich P/n aus den beiden gleichen Teilen zusammen, die jedes der der Rippe benachbarten dreieckigen Felder (von denen eins in Fig. 201 durch Strichlage hervorgehoben ist) überträgt. Ist a die Seitenlänge der quadratischen Platte, so wirkt in jedem Dreiecksfeld die Mittellkraft P/n im Dreieckschwerpunkt, also um $a/6$ von der Plattenkante entfernt; für die Rippe greift daher die Kraft P/n im Abstand $d/6$ an, wenn d die Länge der am weitesten ausladenden Diagonal-

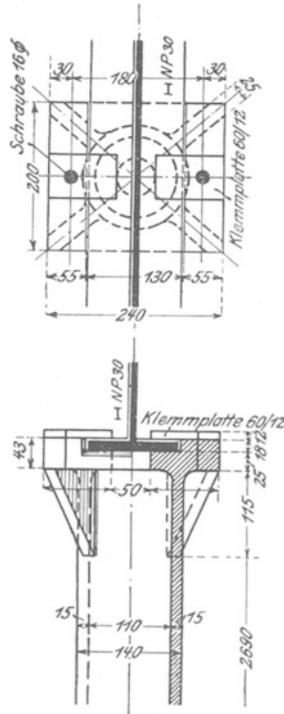


Fig. 199.

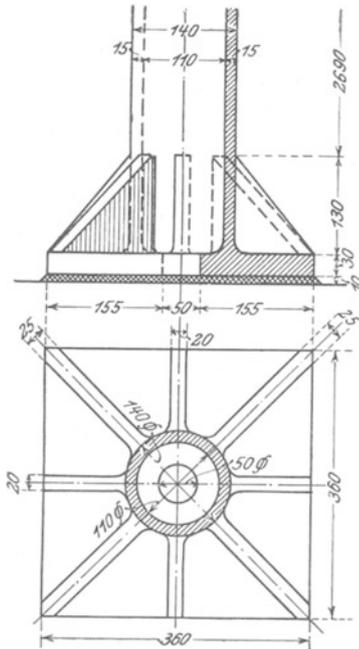


Fig. 200.

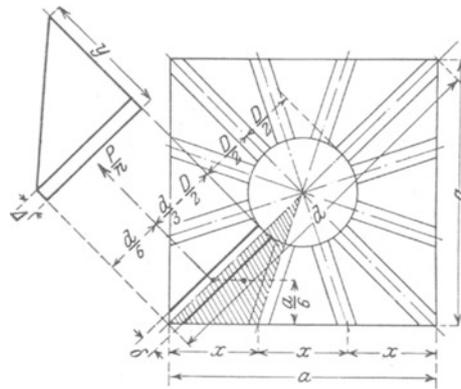


Fig. 201.

rippe ist. Für diese ergibt sich daher das Moment $M = \frac{P}{n} \left(\frac{d}{3} - \frac{D}{2} \right)$, wenn D der äußere Säulendurchmesser ist. Ist nun δ die Stärke, y die Gesamthöhe der Rippe, $k_b = 250$ kg/qcm die zulässige Biegungsbeanspruchung des Gußeisens, so folgt die Gleichung $\delta y^2 k_b = \frac{P}{n} (2d - 3D)$, aus der sich bei gegebenem y die Stärke δ berechnen läßt. Für das vorliegende Beispiel ist $n = 8$, $P = 15000$ kg, $d = 36\sqrt{2} = 51$ cm, $D = 14$ cm, $\delta = 2,5$ cm, daher

$$y^2 = \frac{15000}{8} \frac{2 \cdot 51 - 3 \cdot 14}{2,5 \cdot 250} = 180; \quad y = 13,4 \text{ cm};$$

gewählt ist $y = 3,0 + 13,0 = 16,0$ cm.

Die Fußplatte trägt sich zwischen zwei Rippen auf die größte Länge $x = \frac{4a}{n}$ frei und darf als an den Rippen eingespannt betrachtet werden, so daß sie für 1 cm Breite das größte Moment $M = \frac{\sigma_m \cdot x^2}{12}$

erleidet. Aus der Gleichung $\frac{1 \cdot \Delta^2}{6} k_b = \frac{\sigma_m}{12} \left(\frac{4a}{n} \right)^2$ ergibt sich die Plattenstärke zu

$$\Delta = \frac{2a}{n} \sqrt{\frac{2\sigma_m}{k_b}} = \frac{2 \cdot 36}{8} \sqrt{\frac{2 \cdot 11,8}{250}} = 2,8 \text{ cm};$$

gewählt sind 3,0 cm.

b) Kopf- und Fußplatte, die auf Biegung beansprucht und daher mit $k_b = 250 \text{ kg/qcm}$ berechnet sind, erhalten eine größere Stärke als der Säulenschaft, der auf reinen Druck mit $k = 500 \text{ kg/qcm}$ berechnet ist. Infolge dieser ungleichen Dicken kühlen sich die einzelnen Teile nach dem Guß ungleichmäßig ab, und es entstehen an den Zusammenstoßstellen von Kopf- und Fußplatte mit dem Schaft innere Gußspannungen, die um so größer werden, je größer der Unterschied in den Dicken, d. h. je stärker die Säule belastet ist. Zur Vermeidung dieser inneren Spannungen, die beim Verladen oder bei der Montage leicht den Bruch der Säule herbeiführen, wird jeder der drei Teile bei größeren Säulen für sich gesondert gegossen, um bei jedem Teil überall annähernd gleiche Wandstärken zu erzielen; die einzelnen Teile werden entsprechend der Fig. 198 aufeinander gepfropft. Der gesonderte Guß des Fußes bringt daneben den Vorteil der leichteren Montage mit sich.

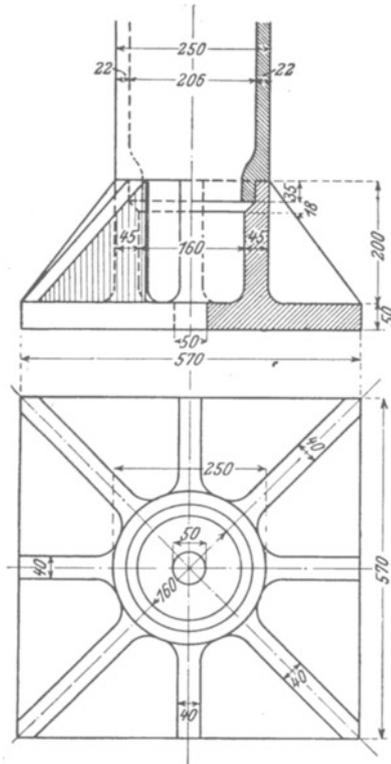


Fig. 202.

Aufgabe 53 Es ist der Fuß der in Aufgabe 36 und 41 berechneten Gußsäule zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Fig. 202 dargestellt. Die Fußplatte hat die Fläche $F = 57^2 - \frac{5^2 \cdot \pi}{4} = 3230 \text{ qcm}$ und das Widerstands-

moment $W = \left(\frac{57^4}{12} - \frac{\pi \cdot 5^4}{64} \right) : 28,5 = 30860 \text{ cm}^3$, so daß sich nach Aufg. 36 die größte

Pressung zwischen Platte und Mauerwerk zu $\sigma_{max} = \frac{40000}{3230} + \frac{40000 \cdot 5}{30860} = 12,4 + 6,5$

$= 18,9 \text{ kg/qcm}$ ergibt. Für die Diagonalrippe darf man hinreichend genau mit der mittleren Pressung $\sigma_m = \frac{18,9 + 12,4}{2} = 15,7 \text{ kg/qcm}$ rechnen, so daß sich $\frac{P}{n} = \frac{57^2}{8} \cdot 15,7$

$= 6400 \text{ kg}$ und mit $d = 57 \sqrt{2} = 80 \text{ cm}$, $D = 25 \text{ cm}$, $\delta = 4 \text{ cm}$ die Rippenhöhe aus der Gleichung $y^2 = 6400 \frac{2 \cdot 80 - 3 \cdot 25}{4 \cdot 250} = 544$ zu $y = 23,3 \text{ cm}$ ergibt; vorhanden sind $5,0 + 20,0$

$= 25,0 \text{ cm}$. Bei der Berechnung der Plattenstärke führt man $\sigma_m = \sigma_{max} = 18,9 \text{ kg/qcm}$ ein und berücksichtigt die Abnahme der Pressung durch die Erhöhung der zulässigen Biegebeanspruchung auf $k_b = 300 \text{ kg/qcm}$; es ergibt sich dann $\Delta = \frac{2 \cdot 57}{8} \sqrt{\frac{2 \cdot 18,9}{300}} = 5 \text{ cm}$.

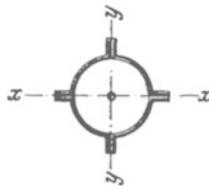
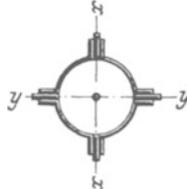
Durch eine in der Säulenchse angebrachte Steinschraube kann das Fußstück nach der Aufstellung gegen zufällige oder böswillige Verschiebung geschützt werden.

II. Flußeiserne Säulen.

Große Auswahl in der Querschnittsform, große Baulänge, einfache Stoßverbindungen, leichter Anschluß von Trägern, Rohr-, Wellenleitungen usf., vor allem endlich die Möglichkeit, große Biegungsspannungen aufzunehmen, geben den flußeisernen Säulen bei reinen Nutzbauten den Vorzug vor den gußeisernen; aber auch bei Wohn- und Geschäftshäusern überwiegt die Anwendung des Flußeisens zu den Säulen immer mehr, weil sie wegen seiner größeren Festigkeit eine bessere Raumausnutzung und durch die mit Rücksicht auf die Feuerfestigkeit hier sowieso erforderliche Ummantelung auch die architektonische Ausbildung und Gliederung gestattet.

1. Querschnittsform.

a) **Der kreisringförmige Querschnitt:** gebildet aus geschweißten Rohren oder aus Quadranteisen ohne (Fig. 203^a) oder aber zur Erzielung eines besseren Trägeranschlusses mit zwischengelegten Flacheisenstücken (Fig. 203^b), die an der Anschlußstelle fortfallen oder durch Anschlußbleche ersetzt werden; er findet nur noch selten Verwendung, einmal weil er zu den „geschlossenen“ Querschnitten gehört, bei denen die Instandhaltung des inneren Anstrichs unmöglich ist (daher denn wohl der Hohlraum

Fig. 203^a.Fig. 203^b.

mit Beton ausgefüllt wird), dann aber vor allem, weil die Kopf- und Fußausbildung wie auch der Anschluß anderer Konstruktionsteile, besonders nachträglich anzubringender, schwierig ist.

b) **Der aus Profileisen zusammengesetzte Querschnitt** ist der gebräuchlichste.

α) Der Kreuzquerschnitt aus zwei (Fig. 130^a) oder vier (Fig. 204) Winkleisen.

Bei im Freien stehenden Säulen müssen die nur 8 bis 20 mm weiten Zwischenräume der Fig. 204 zur Verhinderung der Ansammlung von Schmutz und Rost durch Futterbleche geschlossen werden.



Fig. 204.

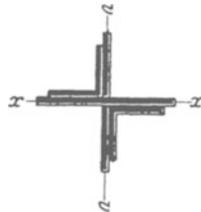


Fig. 205.

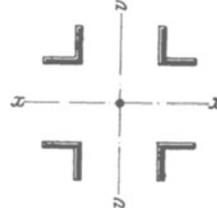


Fig. 206.

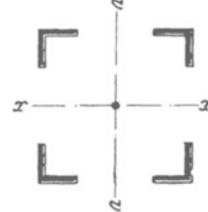


Fig. 207.

Eine Vergrößerung der Querschnittsfläche wird durch Einschaltung durchlaufender Flacheisen (Fig. 205), eine Vergrößerung des Trägheitsmoments durch Auseinanderrücken der Winkleisen (Fig. 206 und 207) erreicht.

β) Der Kastenquerschnitt, gebildet aus:

2 \sqsubset -Eisen (Fig. 208), deren Lichtabstand i mindestens so groß zu wählen ist, daß $J_v = J_x$ wird.

Die umgekehrte Lage der \sqsubset -Eisen nach Fig. 209 ist bei kleinem Lichtabstand e wegen der Schwierigkeit der Nietung und der Erneuerung des Anstrichs nicht zu empfehlen.

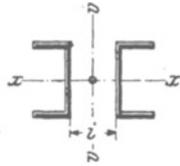


Fig. 208.

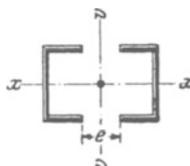


Fig. 209.

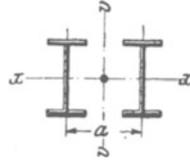


Fig. 210.

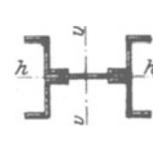


Fig. 211.

2 H -Eisen (Fig. 210) mit einem durch die Bedingung $J_v = J_x$ bestimmten Mindestabstand a .

4 Z -Eisen (Fig. 211) mit oder ohne durchlaufendes Stehblech, für die die Bedingung $J_v = J_h$ ebenfalls erfüllbar ist.

Eine Vergrößerung der Querschnittsfläche wird durch ein zwischengenietetes H -Eisen (Fig. 212) oder zur Vermeidung der schmalen Flanschen durch zwischengenietete \sqsubset -Eisen erreicht, zwischen deren Stegen nach Be-

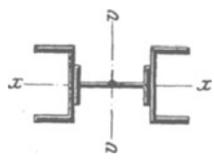


Fig. 212.

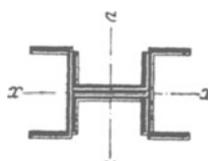


Fig. 213.

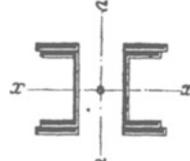


Fig. 214.

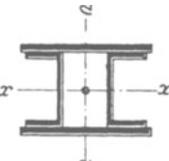


Fig. 215.

darf noch ein oder mehrere Flacheisen (Fig. 213) angeordnet werden können; solche Formen eignen sich für kurze, aber sehr schwer belastete Säulen, für deren Querschnittsbestimmung nicht das Trägheitsmoment, sondern die Fläche maßgebend ist.

Eine Vergrößerung des Trägheitsmoments wird durch Lamellen (Fig. 214) erzielt, die man vielfach auch durchlaufend (Fig. 215) anordnet,

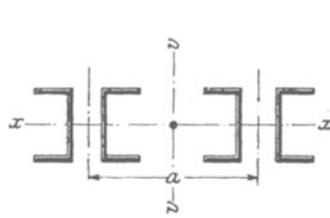


Fig. 216.

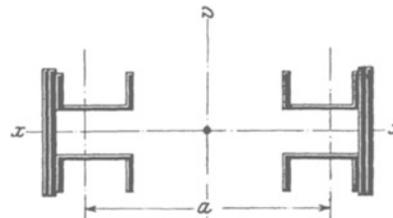


Fig. 217.

wobei dann aber der obenerwähnte Nachteil des „geschlossenen“ Querschnitts mit in Kauf genommen wird.

γ) Der Doppelquerschnitt, für fachwerkförmig gegliederte Säulen, aus \sqsubset -Eisen (Fig. 216 und 217), I-I -Eisen (Fig. 218), \sqsubset - und I-I -Eisen (Fig. 186^e),

wie sie bei Licht- und Freileitungsmasten auftreten, begnügt man sich mit dem Anschluß durch 1 Niet, wie in Fig. 220 für den in Aufg. 38 berechneten Freileitungsmast dargestellt.

Sind die Horizontalriegel wie in Fig. 183a und b in den benachbarten Gitterebenen gegeneinander versetzt, so hat man in Gl. 28 für i_{min} das kleinste Trägheitsmoment eines Eckpfostenwinkels einzuführen (vgl. Auf. 38); liegen sie dagegen in derselben wagerechten Ebene und sind ebenso wie die Diagonalen mit mindestens 2 Nieten an Knotenbleche angeschlossen (Fig. 221), so darf in Gl. 28 für i_{min} das Trägheitsmoment bezogen auf die zu einem Winkelschenkel parallele Schwerachse eingeführt werden.

Als Regel gilt für alle anderen Fälle, die Gitterstäbe mit mindestens 2 Nieten anzuschließen, wenn die Rechnung nicht mehr verlangt; der exzentrische Anschluß, wie er in Fig. 222 für die in Aufg. 39 berechnete Säule dargestellt ist (vgl. auch Fig. 161), ist dabei nur für mittlere Spannkkräfte bis etwa 8 t zulässig; darüber hinaus gilt auch hier die bei den Fachwerkträgern aufgestellte Regel, daß sich alle an einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe in ein und demselben Punkt, nämlich dem Knotenpunkt selbst schneiden sollen; das in Fig. 223 für die in Aufg. 40 berechnete Säule dargestellte Beispiel ist nach den bei der Konstruktion der Fachwerkträger aufgestellten Grundsätzen durchgebildet.

3. Kopf- und Fußausbildung.

a) Bei den aus geschweißten Rohren oder Quadranteisen gebildeten Säulen stellt man Kopf und Fuß wohl aus Gußeisen her; die bei den Gußsäulen entwickelten Grundsätze sind dann auch hier maßgebend.

b) Bei den aus Profileisen zusammengesetzten Säulen bestehen Kopf und Fuß aus einer wagerechten, 15 bis 30 mm starken Platte und aus senkrechten, 10 bis 14 mm starken Fußblechen, die unter sich und mit dem Schaft durch wagerechte Winkel verbunden sind. Die wagerechte Fußplatte darf höchstens um das 2 bis $2\frac{1}{2}$ fache ihrer Dicke vor den Winkelkanten vorstehen. Die Höhe der senkrechten Fußbleche ergibt sich aus der ungünstigen Annahme, daß der Säulenquerschnitt infolge mangelhafter Arbeit nicht auf der wagerechten Platte aufsteht, daher die gesamte Kraft durch die Verbindungsniete zwischen Schaft und senkrechten Blechen übertragen werden muß. Die hierfür errechnete Nietanzahl muß dann auch zwischen den Fußwinkeln und den senkrechten Blechen vorhanden sein, wobei man die den Schaft unmittelbar mit den Fußwinkeln verbindenden Niete in beiden Fällen mitzählen darf.

Zwischen Fußplatte und Auflagerstein wird zur Erzielung einer gleichmäßigen Druckübertragung eine Bleiplatte von 5 bis 6 mm oder eine Zementschicht von 10 bis 20 mm Stärke eingeschaltet.

Aufgabe 54. Es ist Kopf und Fuß der in Aufg. 34 und 35 berechneten Säule zu entwerfen.

Auflösung. Der Kopf ist in Fig. 224 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein aus 2 H NP. 36 gebildeter Unterzug auflagert. Zur Übertragung der Kraft $P = 40000 \text{ kg}$ sind nach Aufg. 34 $F_s = \frac{1}{3} \cdot 33,3 = 44,4 \text{ qcm}$ Scherfläche erforderlich. Die wagerechte, 20 mm starke Kopfplatte, auf der der Unterzug unmittelbar aufruht, ist mit den Stegen der L NP. 18 durch $\sphericalangle 120 \cdot 120 \cdot 11$ mit $2 \times 3 = 6$ Nieten von 20 mm ϕ und mit den senkrechten Kopfblechen durch $\sphericalangle 100 \cdot 65 \cdot 11$ mit $2 \times 2 = 4$ Nieten von 20 mm ϕ und $2 \times 3 = 6$ Nieten von 23 mm ϕ verbunden, so daß insgesamt $(6 + 4) 3,1 + 6 \cdot 4,2 = 56,2 \text{ qcm}$ Scherfläche vorhanden sind. Die Verbindung der senkrechten Bleche mit den Flanschen der L NP. 18 erfordert daher $44,4 - 6 \cdot 3,1 = 25,8 \text{ qcm}$ Scherfläche, so daß die vorhandenen $4 \times 4 = 16$ Niete von 20 mm ϕ mit $16 \cdot 3,1 = 49,6 \text{ qcm}$ Scherfläche reichlich genügen.

Von der Gesamtkraft $P = 40000 \text{ kg}$ hat daher ein Steg den Anteil ein Flansch
 $\frac{3 \cdot 3,1 \cdot 900}{\frac{1}{2}(20000 - 3 \cdot 3,1 \cdot 900)} = \frac{8400}{5800} \text{ kg}$ aufzunehmen; bei $\frac{18,0 \cdot 0,8}{6,2 \cdot 1,1} = 14,4$
 $\frac{18,0 \cdot 0,8}{6,2 \cdot 1,1} = 6,8 \text{ qcm}$ Fläche ergibt sich daher die Druckbeanspruchung zu $\sigma = \frac{590}{850} \text{ kg/qcm}$.

Die Befestigung des Unterzugs erfolgt durch wagerechte Winkelisen $150 \cdot 100 \cdot 12$, die mit Rücksicht auf die Montage nur an der einen Seite mit der Kopfplatte vernietet, an der andern aber aufgeschraubt sind. Zur Verbindung beider Träger und zur Aussteifung ihrer Stege genügt das zwischengelegte \square NP. 14, da eine senkrechte Verschiebung des einen Trägers gegenüber dem andern unmittelbar über der Säule ausgeschlossen ist.

Der Fuß ist in Fig. 225 dargestellt. In den Stegen sind wieder $2 \times 3 = 6$, in den wagerechten Fußwinkeln bzw. den Flanschen $2 \times 7 = 14$ Niete von $20 \text{ mm } \phi$ mit insgesamt $20 \cdot 3,1 = 62,0 \text{ qcm}$ Scherfläche angeordnet. Die senkrechten Fußbleche sind um eine Nietteilung

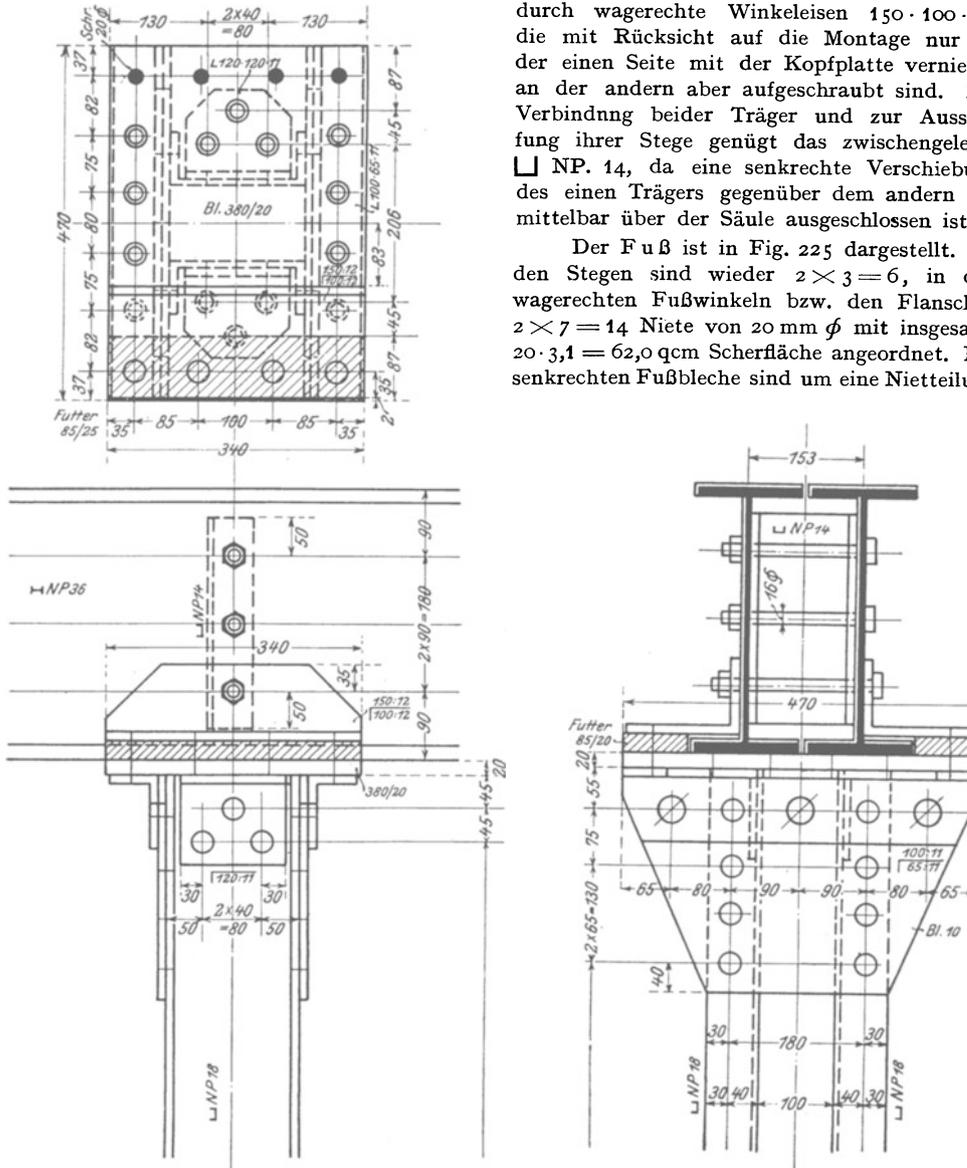


Fig. 224.

höher als erforderlich gemacht, um eine möglichst gleichmäßige Druckverteilung in der Auflagerfläche herbeizuführen. Der Fuß ist durch 4 Steinschrauben gegen Verschieben gesichert.

Aufgabe 55. Es ist der Fuß der in Aufg. 39 und 43 berechneten Säule zu entwerfen.

Vorhanden sind in den Fußwinkeln $2 \times 6\frac{1}{2} = 13$ einschnittige Niete von 26 mm ϕ und $2 \times 1 = 2$ einschnittige Niete von 23 mm ϕ , in den Querwinkeln $2 \times 2 = 4$ einschnittige Niete von 23 mm ϕ mit insgesamt $13 \cdot 5,3 + (2 + 4) \cdot 4,2 = 94,1$ qcm Scherfläche.

Die erforderlichen 8 Anker von $1\frac{1}{2}$ " ϕ erfordern im Mauerwerk Gegenplatten, die entweder aus einem (Fig. 226 links) oder mehreren durchlaufenden \perp - oder H -Eisen

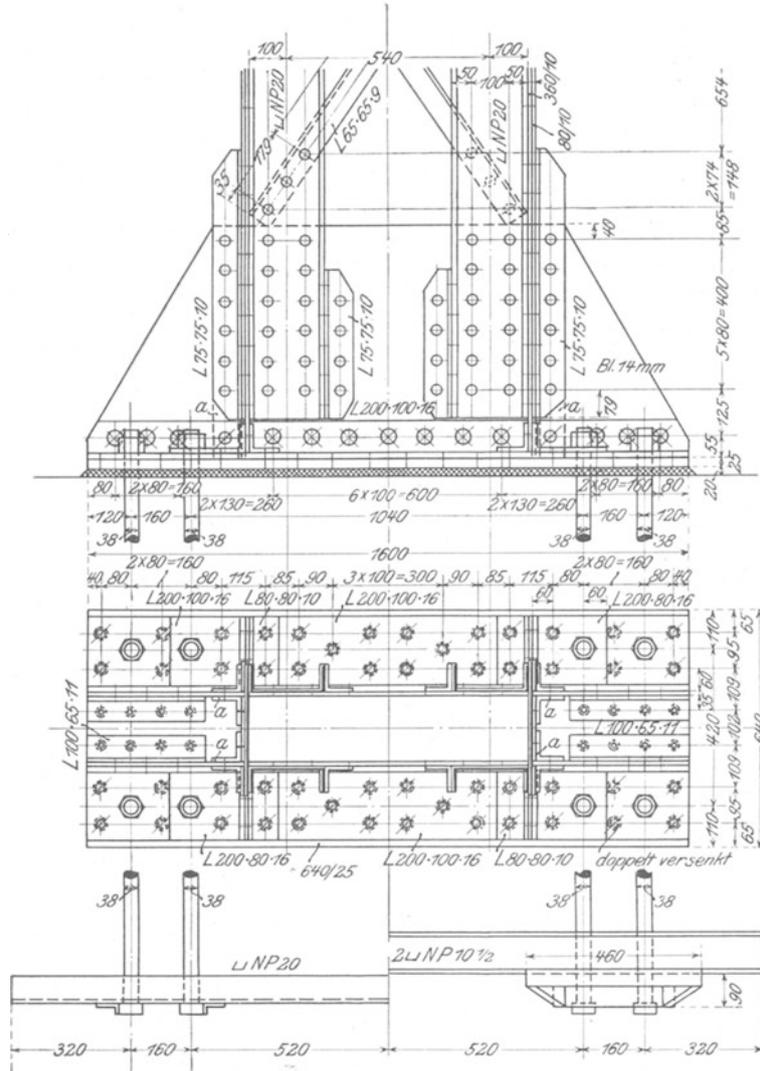


Fig. 226.

oder aber aus gußeisernen Ankerplatten oder aus einer Verbindung beider (Fig. 226 rechts) bestehen; die Fläche dieser Gegenplatten ist so groß zu wählen, daß für die größte Ankerzugkraft Z_{max} (vgl. Gl. 12) die zulässige Pressung des Mauerwerks nicht überschritten wird.

Weitere Beispiele für die Fußausbildung sind in Fig. 188 und 190 gegeben. Die in Aufg. 42 zur Ermittlung der Biegungsspannungen in der Fußplatte (Fig. 188) angewandte Berechnungsweise ist allgemein gültig. Ist der aus senkrechten und wagerechten Fuß-

blechen und ihren Verbindungswinkeln gebildete **II**-förmige Querschnitt zur Aufnahme der Biegemomente nicht ausreichend, so werden die senkrechten Bleche an den Außenkanten durch Gurtwinkel verstärkt.

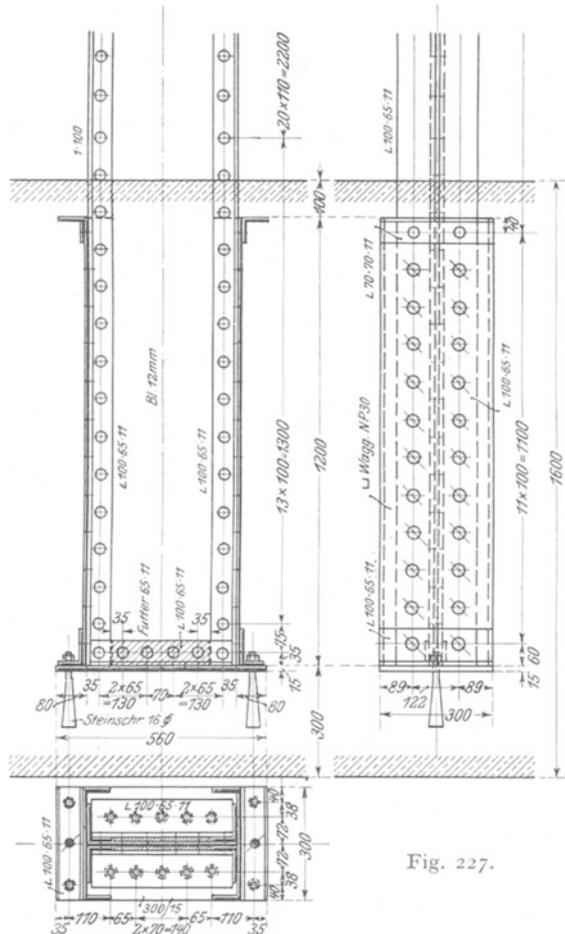


Fig. 227.

Aufgabe 56. Es ist der Fuß der in Aufg. 37 und 46 berechneten Säule (einstielige Bahnsteighalle) zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Fig. 227 dargestellt. Die wagerechte Fußplatte 560 x 300 hat nach Aufg. 37 die größte senkrechte Kraft

$$P = 14\,200 \text{ kg}$$

zu übertragen, daher die Druckbeanspruchung des Betons

$$\sigma_m = \frac{14\,200}{56 \cdot 30} = 8,4 \text{ kg/qcm}$$

(zulässig 20 kg/qcm nach Aufgabe 46); die Beanspruchung ist mit Rücksicht auf die nur 300 mm tiefer liegende Fundamentsohle gering gehalten. Zur Erleichterung der Montage ist der Fuß durch 2 Stein-schrauben mit dem Beton verbunden.

Die nach Aufg. 46 erforderliche Druckbreite $d = 300 \text{ mm}$ (vgl. Fig. 193) ist durch ein beiderseits aufgenietetes **L**-Waggon NP. 30 erzielt, das oben und unten zur Aussteifung des Steges mit Winkelisen gesäumt ist.

Fünftes Kapitel.

Verbindung von Trägern mit Säulen.

Lagert ein Träger auf einer Säule auf, so hat man dafür zu sorgen, daß der Druck des Trägers möglichst zentrisch, d. h. in der Schwerachse der Säule übertragen wird, um Biegungsspannungen in ihr möglichst zu vermeiden. Besonders bei gußeisernen Säulen ist hierauf erhöhtes Augenmerk zu richten; weit ausladende Konsolen sind daher entweder ganz zu vermeiden, oder aber, wenn man wegen des äußeren Ansehens nicht auf sie verzichten will, entweder mit einigen Millimetern Spielraum gegen Trägerunterkante anzuordnen oder nachträglich aus Zink, Kupfer, Bronze oder Eisen (gegossen oder getrieben) anzuschrauben.

Je nachdem die Säule unter dem Träger endigt oder aber durch mehrere Geschosse durchgeht, hat man zwei Fälle zu unterscheiden.

I. Die Säule endigt unter dem Träger.

Die zentrische Auflagerung bietet, wie die Fig. 199 und 224 zeigen, keine Schwierigkeiten.

Ist der Träger größeren Wärmeschwankungen ausgesetzt, wie z. B. im Freien, so wird der Widerstand, den die Säulenkopfplatte der Längsbewegung

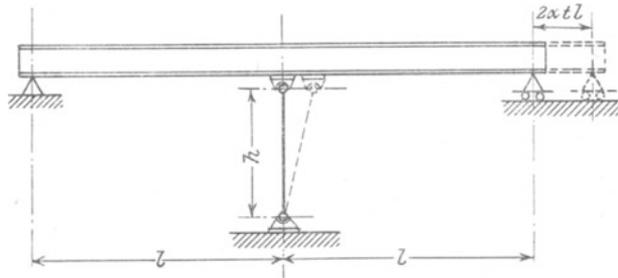


Fig. 228.

des Trägers infolge der Reibung entgegengesetzt, in der Säule selbst Biegungsspannungen erzeugen, die unter Umständen beträchtliche Zusatzspannungen verursachen können. Zur Vermeidung dieses Übelstandes bildet man die Säule als Pendelsäule (Fig. 228) aus; Kopf und

Fuß werden dabei durch Zapfenkipplager ersetzt, deren obere bzw. untere Kipplatte mit dem Träger bzw. Fundament fest verbunden ist. Bei Längenänderungen des Trägers kann sich jetzt der Säulenschaft drehen, bleibt daher stets in seiner Achse belastet; die bei der Drehung auftretende, nur kleine wagerechte Seitenkraft des Säulendrucks wird durch die Kipplatten in das feste Trägerauflager bzw. Fundament übertragen.

Liegen dabei mehrere Träger nebeneinander (Fig. 229), die durch Querrahmen fest miteinander verbunden sind, so werden die Zapfen durch Kugel-

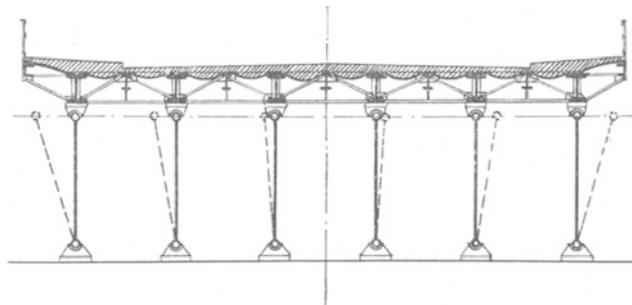


Fig. 229.

kipplager ersetzt, so daß der Säulenschaft nach allen Richtungen hin drehbar gelagert und daher auch von den durch die Längenänderungen der Querrahmen sonst entstehenden Biegungsspannungen befreit ist.

Aufgabe 57. In der Achse einer gußeisernen Pendelsäule von 4 m freier Höhe zwischen den Kugelzapfen wirkt die Kraft $P = 70$ t. Es soll der Querschnitt der Säule berechnet und Kopf und Fuß entworfen werden. $k = \frac{500}{300}$ kg/qcm für $\frac{\text{Druck}}{\text{Zug}}$; $k_s = 200$ kg/qcm. $\zeta = 8$.

Auflösung. Nach Gl. 1 wird $F = \frac{70000}{500} = 140,0$ qcm und nach Gl. 33^a: $J_{\min} = 8 \cdot 70,0 \cdot 4,0^2 = 8960$ cm⁴; der in Fig. 230^a dargestellte Querschnitt hat $F = 168,9$ qcm, $J = 9890$ cm⁴, daher $\sigma = \frac{70000}{168,9} = 420$ kg/qcm.

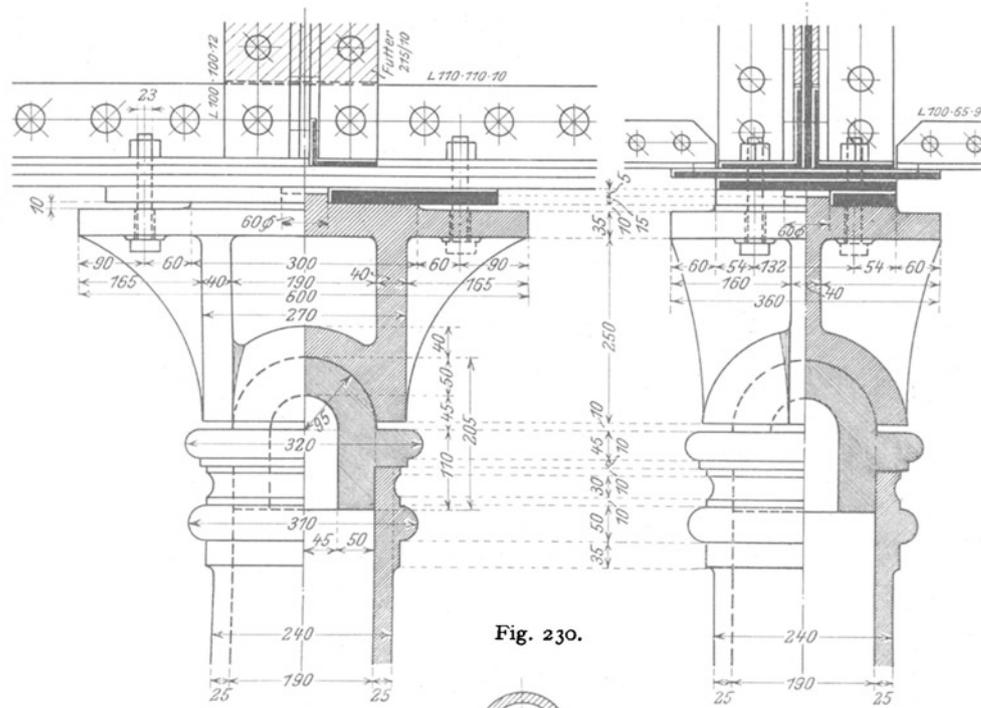


Fig. 230.

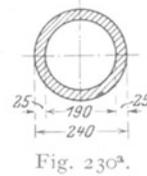


Fig. 230a.

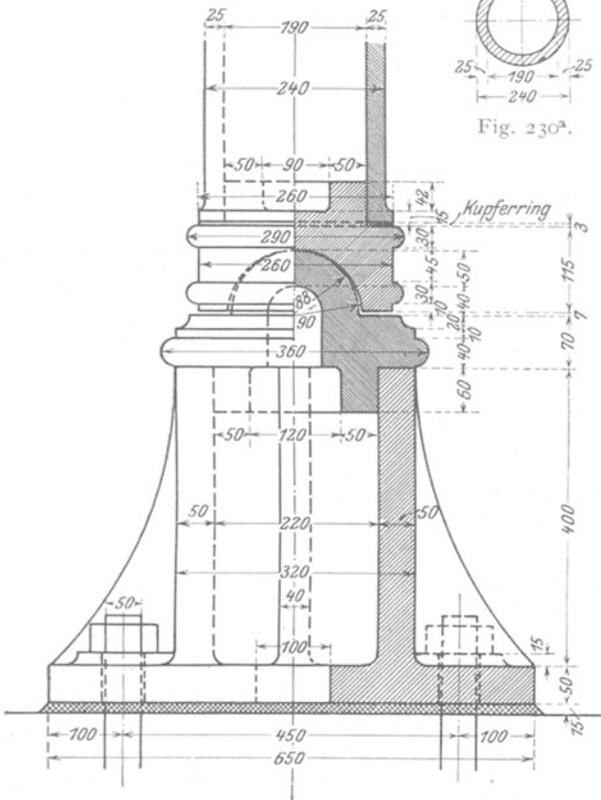


Fig. 231.

Der Kopf der Pendelsäule ist in Fig. 230 dargestellt. Die obere, fest mit dem auflagernden Blechträger verbundene Kipplatte ist an der Unterseite nach einer Hohlkugel von $r = 95$ mm Radius abgedreht; der Kugelzapfen greift mit einem 55 mm hohen Ring in den Säulenschaft ein. Die größte Druckspannung zwischen den sich voll berührenden Halbkugeln berechnet sich nach Gl. 32 zu

$$\sigma = \frac{2 \cdot 70000}{\frac{1}{4} \pi \cdot 19,0^2} = 500 \text{ kg/qcm.}$$

Das Moment für die 55 mm hohe ringförmige Nase, mit der sich der Kugelzapfen auf den Schaft auflegt, berechnet sich für 1 cm Umfang zu

$$\mathfrak{M} = \frac{420 \cdot 1 \cdot 2,5^2}{2} = 1310 \text{ cmkg,}$$

daher die Biegungsbeanspruchung zu

$$\sigma_b = \frac{1310 \cdot 6}{1 \cdot 5,5^2} = 260 \text{ kg/qcm}$$

und die Scherbeanspruchung zu

$$\sigma_s = \frac{420 \cdot 2,5}{1 \cdot 5,5} = 190 \text{ kg/qcm.}$$

Ist σ die nach Gl. 32 berechnete, k aber die zulässige Druckbean-

spruchung des Kugelmateriale, so berechnet sich die Stärke der Hohlkugel genau genug aus der Gleichung $\delta = \frac{r}{2} \frac{\sigma}{k}$ zu $\delta = \frac{9,5}{2} \cdot \frac{500}{500} = 4,75$ cm; gewählt ist $\delta = 50$ mm. Die obere Kipplatte greift mit einem 15 mm hohen Ansatz von 60 mm ϕ in eine entsprechende Aussparung der Auflagerplatte des Blechträgers ein; ihre Konsolen sind mit 10 mm Spiel gegen die Unterkante dieser Platte angeordnet.

Der Fuß der Pendelsäule ist in Fig. 231 dargestellt. Mit $r_1 = 90$ mm, $r_2 = 88$ mm und $E = 1000$ t/qcm wird nach Gl. 30^a: $d = 2 \sqrt[3]{\frac{4}{3} \cdot \frac{70}{1000} \cdot \frac{9,0 \cdot 8,8}{9,0 - 8,8}} = 6,7$ cm und damit nach Gl. 31: $\sigma = \frac{3}{2} \frac{70000}{\frac{1}{4} \pi \cdot 6,7^2} = 3000$ kg/qcm (zul. 3500 kg/qcm). Der Druck auf die Ringfläche des Fußstücks von $\frac{\pi}{4} (32^2 - 22^2) = 424,1$ qcm Querschnitt berechnet sich zu $\sigma = \frac{70000}{424,1} = 170$ kg/qcm, daher das Moment für die 70 mm hohe ringförmige Nase des Kugelzapfens für 1 cm Umfang zu $M = 170 \cdot 1 \cdot \frac{5^2}{2} = 2130$ cmkg, die Biegebbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{2130 \cdot 6}{1 \cdot 7^2} = 260$ kg/qcm und die Scherbeanspruchung zu $\sigma_s = \frac{170 \cdot 5}{1 \cdot 7} = 120$ kg/qcm.

II. Die Säule geht durch mehrere Geschosse durch.

Es gilt als Regel, stets die Säule als den tragenden Hauptkonstruktionsteil ununterbrochen durchzuführen, die Träger aber nach Bedarf zu stoßen. Die genau zentrische Übertragung des Auflagerdrucks ist nur in den wenigsten Fällen möglich; meist muß man sich damit begnügen, diesen Druck möglichst nahe der Säulennachse zu übertragen, im übrigen aber bei der Querschnittsbestimmung der Säule die durch den exzentrischen Lastangriff entstehenden Biegemomente in Rechnung zu stellen (vgl. Aufg. 36).

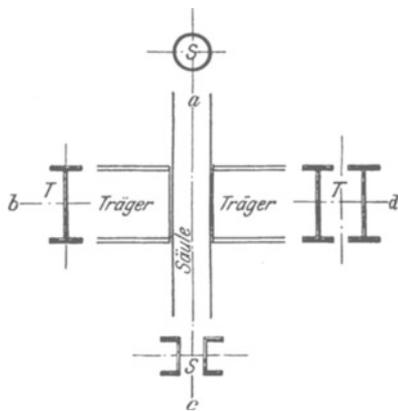


Fig. 232.

Je nachdem der Querschnitt der Säule bzw. Träger ein- oder zwei- (bzw. auch mehr-) teilig ist, hat man die in Fig. 232 übersichtlich dargestellten vier Fälle zu unterscheiden.

1. Säule einteilig, Träger einteilig.

a) **Gußeiserne Säulen.** Soll der Auflagerdruck genau zentrisch übertragen werden, so wird zwischen dem oberen und unteren Schaftteil ein besonderes Zwischenstück eingeschaltet, dessen Formgebung das Durchlaufen des Trägers gestattet.

Aufgabe 58. Es ist der Punkt A der in Fig. 233 dargestellten zweigeschossigen Deckenanlage zu entwerfen.

Auflösung. Der Punkt A ist in Fig. 234 dargestellt. Das zwischen dem oberen und unteren Säulenschaft eingeschaltete Zwischenstück besteht aus zwei senkrechten, 30 mm starken Wänden, die durch innere und äußere Rippen ausgesteift sind; letztere dienen gleichzeitig zum Anschluß der Deckenträger H NP. 25. Beide Wände sind oben und unten durch wagerechte, rechteckige Platten miteinander verbunden, die mit ringförmigen Ansätzen zum Anschluß an den oberen bzw. unteren Schaft versehen sind. Die untere Platte ist zur Aufnahme des Unterzugs H NP. 40 oben gewölbt und mit einer 12 mm tiefen Aussparung 60×140 mm versehen, in die ein unter den Unterzug genietetes

Flacheisen $60/12$ eingreift, um so die feste Verbindung zwischen Säule und Träger herzustellen. Der auf sie wirkende Auflagerdruck von 30 t (Fig. 233) wird durch 4 Rippen von 30 mm Stärke auf das ringförmige Ansatzstück und durch dieses in den unteren Schaftteil übertragen.

Der obere Säulenschaft überträgt seine Druckkraft von 30 t auf das obere ringförmige Ansatzstück, dessen Biegungswiderstand sie unter Mitwirkung der oberen Platte in die senkrechten Wände weiterleitet; die geben den Druck teils unmittelbar, teils durch die außen angeordneten 4 Diagonalrippen an das untere Ringstück und durch dieses an den unteren Säulenschaft ab.

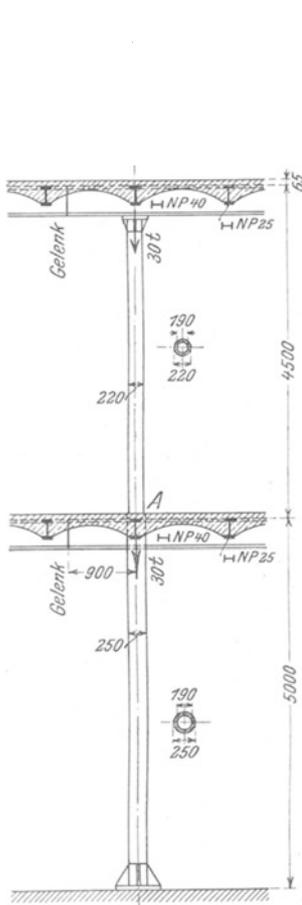


Fig. 233.

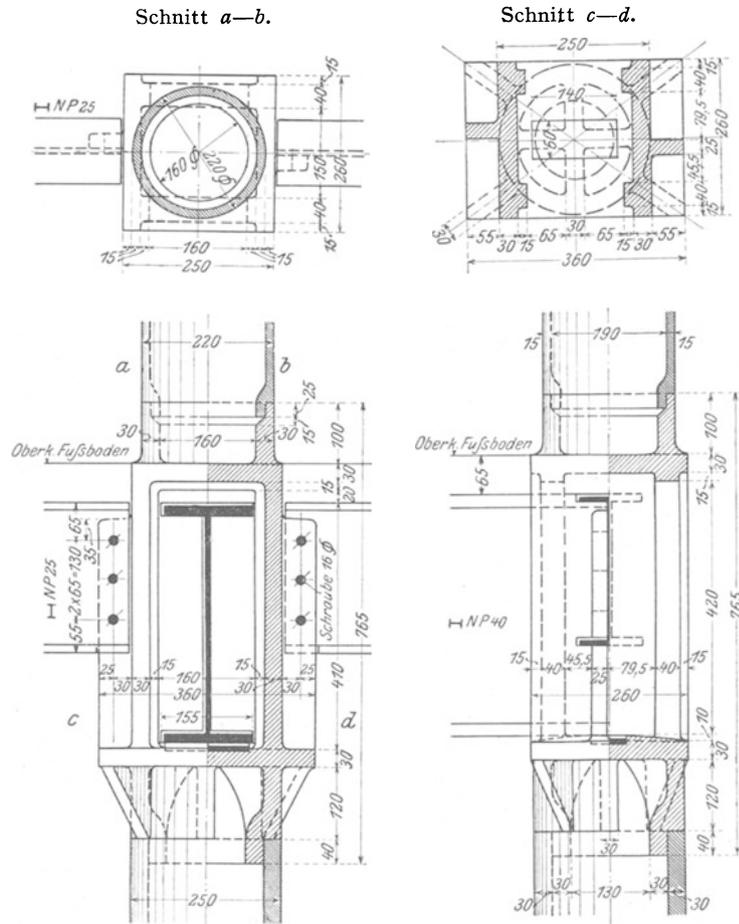


Fig. 234.

Die Anordnung eines solchen besonderen Zwischenstücks bedingt einen Mehraufwand an Zeit und Kosten und wird daher nur dann gewählt, wenn der Träger ununterbrochen durchgehen muß, weil er wie in Fig. 233 mit Gelenken ausgebildet ist. In allen anderen Fällen begnügt man sich damit, den Träger nach Fig. 235 beiderseits bis an den Säulenschaft heranzuführen, zu seiner Auflagerung kurze, durch Rippen ausgesteifte Konsolen anzugießen und ihn mit der Säule durch Winkeleisen oder winkelförmig abgebogene Bleche zu verschrauben.

Statt dieser Winkelbleche Flacheisen zu verwenden, die in Stegmitte mit den Trägern verschraubt und durch im Säulenschaft angeordnete Schlitz gesteckt sind, ist mit Rücksicht auf die unverschiebliche Verbindung von Säule und Träger nicht zweckmäßig.

b) **Flußeiserne Säulen.** Die durch den exzentrischen Trägeranschluß erzeugten Biegemomente haben hier nicht die Bedeutung wie bei dem weniger zuverlässigen Gußeisen. Die Träger werden daher in der Regel unterbrochen und durch Konsolen oder seitliche Anschlußwinkel möglichst nahe der Säulennachse angeschlossen. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 236: Anschluß eines Unterzugs I-NP. 36 an eine aus $2 \text{ U-NP. } 10^{1/2} + 2^{200/10}$ gebildete kastenförmige Säule; der Auflagerdruck wird durch senkrechte An-

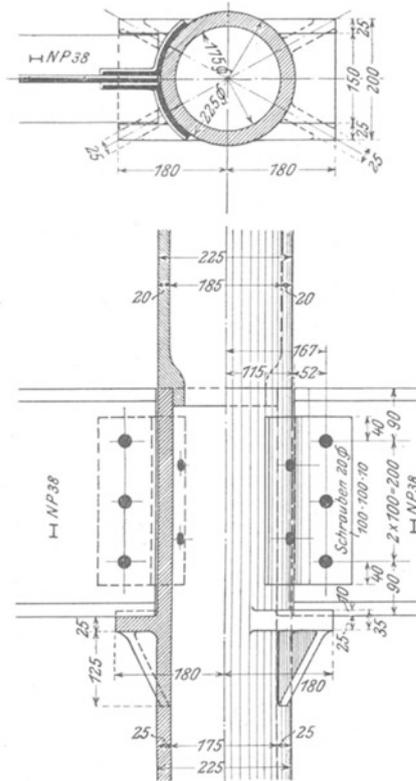


Fig. 235.

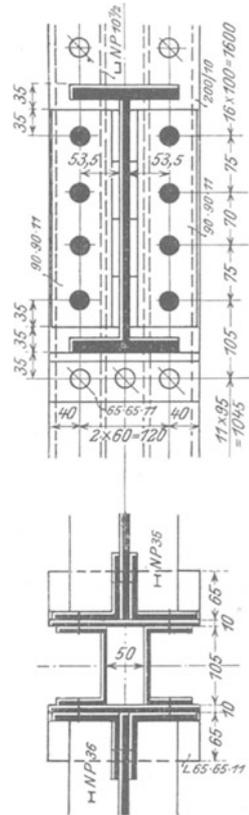


Fig. 236.

schlußwinkel $90 \cdot 90 \cdot 11$ übertragen; die unterhalb des Trägers angebrachten Winkeleisen $65 \cdot 65 \cdot 11$ sind nicht unbedingt erforderlich, aber besonders zur Erleichterung der Montage zweckmäßig.

2. Säule einteilig, Träger zweiteilig.

a) **Gußeiserne Säulen.** Die Säule wird zwischen beiden Trägern durchgeführt; in der Regel ist die Einschaltung eines besonderen Zwischenstücks in der Säule erforderlich, an das sich die Träger mit ihren Stegen bzw. Stehblechen anschließen. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 237. Das Zwischenstück nimmt den oberen Säulenschaft unmittelbar auf und ist mit senkrechten Stegen versehen, an die die in Säulennachse gestoßenen Träger I-NP. 45 angeschraubt sind; es setzt sich unten auf eine wagerechte Platte auf, die den Druck der oberen Säule durch 4 innen angeordnete Diagonalrippen von 30 mm

des Unterzugs angeordneten $\times 65 \cdot 65 \cdot 11$ dienen wieder in erster Linie zur Erleichterung der Montage.

Eine zweite Art des Anschlusses, die der in Fig. 236 dargestellten entspricht, zeigt Fig. 239. Hier schließt sich ein aus 3 H-NP. 30 gebildeter Unterzug an eine aus 3 $\text{L-NP. } 10^{1/2} + 2^{440/10}$ bestehende kastenförmige Säule an; die Träger sind unterbrochen und mit senkrechten Winkleisen angeschlossen, von denen zur Ermöglichung der Montage nur die mittleren von vorn herein mit der Säule, die äußeren aber mit den H-NP. 30 fest verbunden sind.

3. Säule zweiteilig, Träger einteilig.

Hier kommen nur flußeiserne Säulen in Betracht. Die Träger werden entweder unterbrochen und durch Winkleisen angeschlossen (entsprechend Fig. 236, bei der man sich die Lamellen fortfallend und durch Anschlußbleche ersetzt zu denken hat), oder aber sie gehen nach Fig. 240 zwischen beiden Säulenteilen ununterbrochen durch; die konstruktive Ausbildung entspricht dann der des Säulenkopfs. Das über dem Träger gestrichelt eingezeichnete Winkleisen w ist zur Verhinderung der seitlichen Ausbiegung des gedrückten Trägers

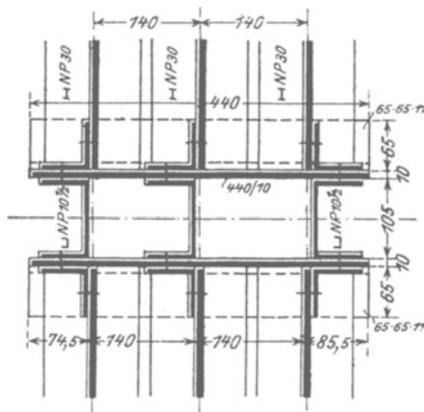


Fig. 239.

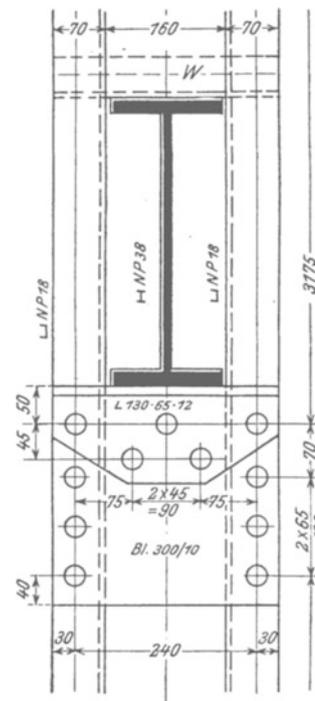


Fig. 240.

flansches nur dann erforderlich, wenn der Träger nicht schon durch die Konstruktion selbst (z. B. durch senkrecht zu ihm anschließende Nebenträger) gegen seitliche Verschiebung hinreichend geschützt ist.

4. Säule zweiteilig, Träger zweiteilig.

Auch hier kommen nur flußeiserne Säulen in Betracht. Die Träger werden entweder unterbrochen und entsprechend der Fig. 239 durch Winkleisen angeschlossen oder aber entsprechend der Fig. 238 seitlich der Säule ununterbrochen durchgeführt; in beiden Figuren hat man sich nur die Lamellen fortgefallen und durch Anschlußbleche ersetzt zu denken.

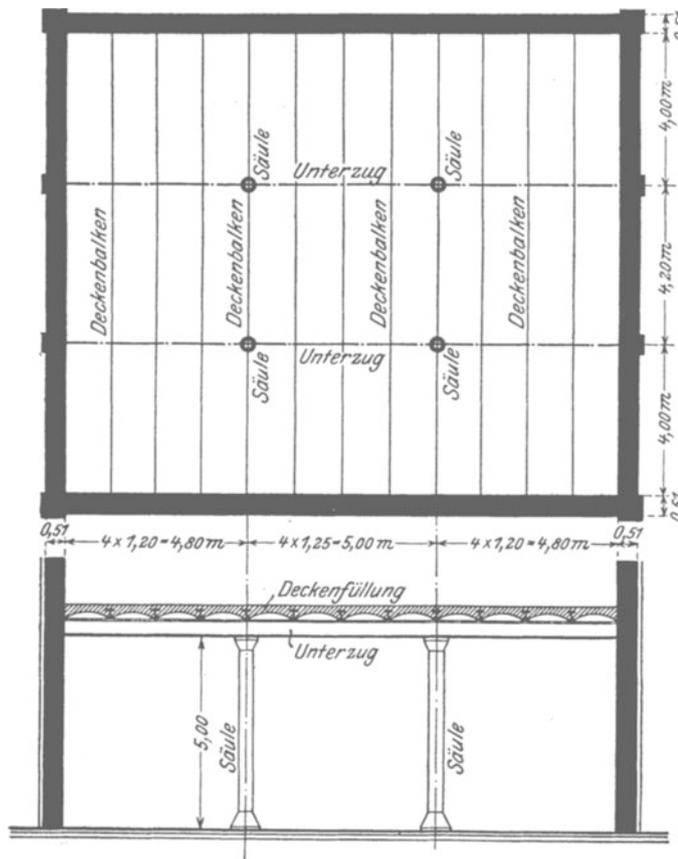
Zweiter Abschnitt.

Hochbaukonstruktionen.

Sechstes Kapitel.

Deckenkonstruktionen.

Das Eisen hat bei seiner Verwendung zu Deckenkonstruktionen gegenüber dem Holz den Vorzug größerer Tragfähigkeit bei geringerer Konstruktionshöhe sowie der Unempfindlichkeit gegen Fäulnis, Schwamm und Wurmfraß; es ist zwar nicht brennbar, aber nicht unbedingt feuersicher (vgl. 1. Kap.).



1. Kap.).

Die einzelnen Teile einer Deckenkonstruktion (Fig. 241) sind:

1. Die Füllung, die den Raum zwischen den meist in gleicher Entfernung voneinander angeordneten
2. Deckenbalken ausfüllt; diese sind entweder nur an ihren Endpunkten aufgelagert oder aber in einem oder mehreren Zwischenpunkten durch
3. Unterzüge unterstützt, die wiederum ebenfalls entweder nur an den Endpunkten aufgelagert oder aber in einem oder mehreren Zwischenpunkten durch
4. Säulen unterstützt sind.

Fig. 241.

A. Berechnung der Deckenkonstruktionen.

Über Belastungen und zulässige Beanspruchungen vgl. Anhang Zahlentafel II.

I. Die Deckenfüllung.

1. Deckenfüllung aus Holz.

Die von Deckenbalken zu Deckenbalken freiliegenden Bretter oder Bohlen sind als Träger nach den Regeln des Kap. 3 zu berechnen.

2. Deckenfüllung aus Stein.

Man unterscheidet ebene und gewölbte Füllungen.

a) **Die ebene Füllung** ist als ein beiderseits auf den Deckenbalken gelagerter Träger zu berechnen, dessen Abmessung parallel zu den Deckenbalken in der Regel zu $b = 1$ m eingeführt wird. Geht die Füllung über mehr als 2 Felder ununterbrochen durch, so darf das größte positive Moment in Feldmitte zu $\frac{4}{5}$ desjenigen Wertes M eingeführt werden, der sich bei frei drehbarer Auflagerung auf 2 Stützen ergeben würde, unter gleichzeitiger Berücksichtigung eines dann über den Stützen auftretenden negativen Spannungsmoments von gleicher Größe.

Da das Steinmaterial, insbesondere der Mörtel, nur eine geringe Zugfestigkeit besitzt, müssen in der Füllung zur Aufnahme der bei der Biegung auftretenden Zugspannungen Eiseneinlagen angeordnet werden. Ist für einen bestimmten Querschnitt von der Breite $b = 1$ m

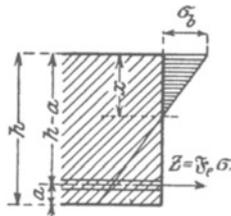


Fig. 242.

M das größte auftretende Biegemoment in cmkg,

f_e die Querschnittsfläche der Eiseneinlagen in qcm,

σ_e die größte Zugspannung in der Eiseneinlage in kg/qcm,

σ_b die größte Druckspannung im Steinmaterial in kg/qcm,

h die Stärke der Füllung in cm,

a der Abstand der Eiseneinlagen von der Unterkante in cm

(Fig. 242),

$$n = \frac{E_e}{E_b} = \frac{\text{Elastizitätsmodul des Eisens}}{\text{Elastizitätsmodul des Steinmaterials}} \quad (n = 15 \text{ für}$$

Beton),

so berechnet sich der Abstand x der neutralen Achse von der Oberkante zu

$$45) \quad x = \frac{n f_e}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(h-a)}{n f_e}} - 1 \right]$$

und daraus

$$46) \quad \sigma_b = \frac{2M}{100x \left(h - a - \frac{x}{3} \right)},$$

$$47) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e \left(h - a - \frac{x}{3} \right)}. \quad ^{1)}$$

Aufgabe 59. Die Belastung der in Fig. 241 dargestellten Decke beträgt von der ständigen Last $\frac{400}{800}$ kg/qm. Die Deckenfüllung besteht aus einer ebenen Eisenbetonplatte von $h = 8$ cm Stärke, in die an der Zugseite im Abstand $a = 1,5$ cm von der Ober- bzw. Unterkante für 1 m Breite je 8 Rundeisen von abwechselnd 10 und 7 mm ϕ mit $f_e = 4(0,785 + 0,385) = 4,7$ qcm Fläche eingelegt sind. Es sind die in Beton und Eisen auftretenden größten Spannungen zu berechnen.

¹⁾ Bestimmungen für die Ausführung von Konstruktionen aus Eisenbeton bei Hochbauten vom 24. Mai 1907 und für Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton vom 13. Januar 1916.

Auflösung. Bei 1,25 m größter Entfernung der Deckenbalken entfällt auf 1 m Breite der Füllung die Gesamtkraft $Q = 1,25 \cdot 1,0 (400 + 800) = 1500$ kg und, da die Platte über mehr als 2 Felder durchläuft, das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 1500 \cdot \frac{125}{8} = 18750$ cmkg.

Daher wird nach Gl. 45: $x = \frac{15 \cdot 4,7}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(8,0 - 1,5)}{15 \cdot 4,7}} - 1 \right] = 2,4$ cm und damit nach Gl. 46: $\sigma_b = \frac{2 \cdot 18750}{100 \cdot 2,4 (6,5 - 0,8)} = 27,5$ kg/qcm und nach Gl. 47: $\sigma_e = \frac{18750}{4,7 (6,5 - 0,8)} = 860$ kg/qcm

Ist $\frac{k_b}{k_e}$ die zulässige Beanspruchung des $\frac{\text{Steinmaterials}}{\text{Eisens}}$, so ergibt sich mit $s = \frac{n k_b}{k_e + n k_b}$ die erforderliche Deckenstärke aus $h - a = \sqrt{\frac{6 M}{(3 - s) s k_b b}}$ und die erforderliche Eisenfläche zu $f_e = \frac{3 M}{(h - a) (3 - s) k_b}$. Mit $\frac{k_b}{k_e} = \frac{30}{1000}$ kg/qcm ergibt sich für die Zahlenwerte der Aufgabe 59: $s = 0,31$; $h - a = 6,7$ cm; $f_e = 3,1$ qcm

b) Die gewölbte Füllung darf für die praktische Anwendung hinreichend genau nach den Gl. 17 bis 19 berechnet werden.

Aufgabe 60. Die Füllung der in Fig. 241 dargestellten Decke besteht aus 12 cm starken Ziegelsteingewölben von $f = 0,18$ m Pfeilhöhe. Es sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 59 die größten Spannungen im Gewölbe berechnet werden.

Auflösung. a) Volle senkrechte Belastung: $Q = (400 + 800) 1,25 \cdot 1,0 = 1500$ kg für $b = 1$ m Gewölbbreite. Nach Gl. 17 wird der Horizontalschub $H = \frac{1500 \cdot 1,25}{8 \cdot 0,18} = 1300$ kg und die Druckspannung im Scheitel $\sigma_m = \frac{1300}{100 \cdot 12} = 1,1$ kg/qcm; sie nimmt nach den Kämpfern hin nur unwesentlich zu.

β) Einseitige senkrechte Belastung: $Q = 400 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 500$ kg; $\Omega = 800 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 1000$ kg. Nach Gl. 17 und 18 ergibt sich der Horizontalschub zu $\mathfrak{H} = \frac{500 \cdot 1,25}{8 \cdot 0,18} + \frac{1000 \cdot 1,25}{16 \cdot 0,18} = 900$ kg und nach Gl. 19 das größte Moment in $\frac{1}{4}$ der Spannweite zu $\mathfrak{M} = \pm \frac{1000 \cdot 125}{64} = \pm 2000$ cmkg. Da die Längskraft an dieser Stelle hinreichend genau gleich dem Horizontalschub \mathfrak{H} gesetzt werden darf, schneidet die Resultierende die Fuge im Abstand $r = \frac{2000}{900} = 2,2$ cm $> x = \frac{12}{6} = 2,0$ cm vom Schwerpunkt, also um $\frac{12}{2} = 2,2$ = 3,8 cm von der Kante entfernt, und die größte Pressung im Gewölbe berechnet sich zu $\sigma_m = \frac{2 \cdot 900}{3 \cdot 100 \cdot 3,8} = 1,6$ kg/qcm.

3. Deckenfüllung aus Eisen.

Sie kann gebildet werden durch:

a) Wellblech, das entweder eben als Balkenträger oder aber gebogen (bombiert) als Bogenträger zur Verwendung kommt.

Aufgabe 61. Die Füllung der in Fig. 241 dargestellten Decke besteht aus Wellblech; unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 59 soll das erforderliche Wellblechprofil bestimmt werden. $k = 1000$ kg/qcm.

Auflösung. a) Ebene Füllung. Nach Aufg. 59 wird für 1 m Wellblechbreite das Moment $M = 1500 \cdot \frac{125}{8} = 23440$ cmkg, daher das erforderliche Widerstandsmoment $W = 23,4$ cm³, so daß ein Wellblech $90 \times 70 \times 1$ mm mit $W = 34,8$ cm³ für 1 m Breite reichlich genügt.

β) Gewölbte Füllung. Wählt man ein Wellblech $100 \times 30 \times 1$ cm mit $F = 12,0$ qcm und $W = 8,4$ cm³ für 1 m Breite, so berechnet sich die größte Bean-

spruchung mit den Zahlenangaben der Aufg. 60 β zu $\sigma_{max} = \frac{900}{12,0} + \frac{2000}{8,4} = 75 + 240 = 315 \text{ kg/qcm}$.

b) **Tonnen- und Buckelbleche**, die aber ebenso wie die

c) **Belageisen** bei Hochbaukonstruktionen nur selten Verwendung finden; ihre Berechnung findet sich im 11. und 12. Kapitel.

II. Die Deckenbalken und Unterzüge.

Sie werden als Balkenträger nach den Regeln des 3. Kap. berechnet.

Geht ein Deckenbalken oder Unterzug über mehrere Felder ununterbrochen durch, so führt man die Berechnung zugunsten der Sicherheit doch meistens so durch, als ob es sich um einen Träger auf 2 Stützen mit frei drehbaren Enden handelte. Bei großen Spannweiten und schwerer Belastung ist es indessen oft vorteilhaft, den Träger mit Gelenken nach Fig. 28 auszubilden und dabei den Abstand x der Gelenke von den Stützen so zu bestimmen, daß die größten Momente im eingehängten Feld und im Kragträger annähernd gleichen Wert haben.

Aufgabe 62. Die Deckenbalken und Unterzüge der in Fig. 241 dargestellten Decke sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 59 mit $k = 875 \text{ kg/qcm}$ berechnet werden.

Auflösung. 1. Deckenbalken. $L = 4,2 \text{ m}$; $b = 1,25 \text{ m}$; $p = 1200 \text{ kg/qm}$; daher $Q = 4,2 \cdot 1,25 \cdot 1200 = 6300 \text{ kg}$, zuzüglich Eigengewicht rund $Q = 6500 \text{ kg}$; $M = 6500 \cdot \frac{4,2^2}{8} = 341\,300 \text{ cmkg}$; $W = \frac{341\,300}{875} = 390 \text{ cm}^3$ Gewählt ist **H** NP. 25 mit $W = 396 \text{ cm}^3$.

Stützdruck $N = 3250 \text{ kg}$; Trägerbreite $b = 110 \text{ mm}$; daher die erforderliche Auflagerlänge bei $k_m = 12 \text{ kg/qcm}$ zulässiger Beanspruchung des Ziegelmauerwerks in Kalkzementmörtel $a = \frac{3250}{12 \cdot 11,0} = 25 \text{ cm}$.

2. Unterzug. $L = 5,0 \text{ m}$; $b = \frac{1}{2}(4,2 + 4,0) = 4,1 \text{ m}$; $p = 1200 \text{ kg/qm}$; daher $Q = 5,0 \cdot 4,1 \cdot 1200 = 24\,600 \text{ kg}$, zuzüglich Eigengewicht für Balken und Unterzug rund $Q = 25\,400 \text{ kg}$; $M = 25\,400 \cdot \frac{5,0^2}{8} = 1\,588\,000 \text{ cmkg}$; $W = \frac{1\,588\,000}{875} = 1820 \text{ cm}^3$. Gewählt ist **H** NP. 45 mit $W = 2040 \text{ cm}^3$.

Stützdruck $N = 12\,700 \text{ kg}$; gußeiserne Auflagerplatte $280 \times 440 \text{ mm}$; daher der Druck auf das Mauerwerk in Kalkzementmörtel $\sigma_m = \frac{12\,700}{28,0 \cdot 40,0} = 11,4 \text{ kg/qcm}$. Plattenstärke nach Gl. 16: $\delta = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{12\,700}{250} \cdot \frac{40}{28}} = 7,5 \text{ cm}$.

Aufgabe 63. Der Unterzug der Aufg. 62 ist nach Fig. 243 (vgl. auch Fig. 233) als Gerberträger ausgebildet; welches **H**-Profil ist zu wählen?

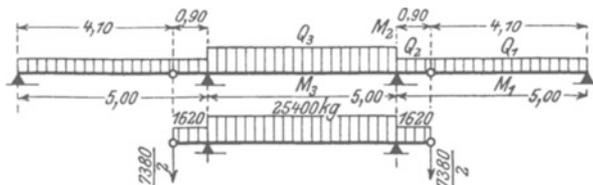


Fig. 243.

Auflösung. Die in Fig. 243 eingetragenen Belastungen der einzelnen Trägerstrecken berechnen sich zu:

$$Q_3 = 25\,400 \text{ kg wie in Aufg. 62;}$$

$$Q_2 = 25400 \frac{0,9}{5,0} = 4570 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 0,9 \cdot 800 = 2050}{4570 - 2950 = 1620} \text{ kg von der Verkehrs- Last;}$$

$$Q_1 = 25400 \frac{4,1}{5,0} = 20830 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 4,1 \cdot 800 = 13450}{20830 - 13450 = 7380} \text{ kg von der Verkehrs- Last.}$$

Damit ergeben sich die größten Momente

$$\text{im eingehängten Felde zu } M_1 = 20830 \cdot \frac{4,1}{8} = 10680 \text{ mkg;}$$

$$\text{über der Mittelstütze zu } M_2 = (4570 + 20830) \frac{0,9}{2} = 11430 \text{ mkg;}$$

$$\text{in Mitte Kragträger zu } M_3 = 25400 \cdot \frac{5,0}{8} - (1620 + 7380) \frac{0,9}{2} = 11820 \text{ mkg.}$$

Daher $W = \frac{1182000}{875} = 1360 \text{ cm}^3$, so daß H NP. 40 mit $W = 1459 \text{ cm}^3$ genügt; hinzu tritt das Mehr an Eisen und Arbeit für die Ausbildung der Gelenke.

III. Die Säulen.

Sie werden nach den Regeln des 4. Kap. berechnet. Der größte Säulendruck P ergibt sich aus den größten Stützdrücken der Unterzüge zuzüglich eines Zuschlags für das Eigengewicht.

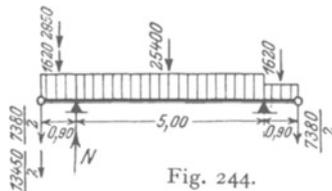


Fig. 244.

Aufgabe 64. Es soll die größte Säulendruckkraft P der in Fig 241 dargestellten Decke für den Fall berechnet werden, daß die Unterzüge nach Fig. 243 als Gerberträger ausgebildet sind.

Auflösung. Der größte Stützdruck des Kragträgers ergibt sich bei der in Fig. 244 dargestellten Belastung, und zwar zu $N = \frac{1}{2} \cdot 25400 + 1620 + \frac{1}{2} \cdot 7380$

$$+ \frac{1}{5,0} (2950 \cdot 5,45 + \frac{1}{2} \cdot 13450 \cdot 5,9) = 29160 \text{ kg; daher die größte Säulenkraft einschließlich des Eigengewichts rund } P = 30,0 \text{ t.}$$

B. Konstruktion der Decken.

Die Ausbildung der Deckenbalken, Unterzüge und Säulen ist bereits im 3. bis 5. Kap. erledigt; es erübrigt die Besprechung der Deckenfüllung.

1. Deckenfüllung in Holz.

Bei Holzbalkendecken werden die etwa erforderlichen Unterzüge meist aus Eisen hergestellt, um an Konstruktionshöhe zu sparen. Um den gedrückten

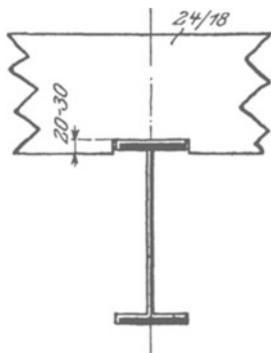


Fig. 245.

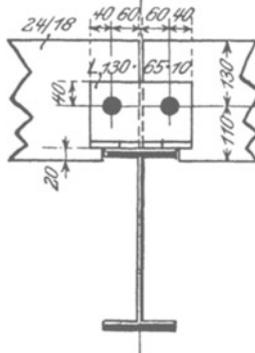


Fig. 246.

Flansch des Unterzugs gegen Ausbiegen in der wagerechten Ebene nach Fig. 81 zu schützen, werden die Holzbalken entweder 2 bis 3 cm tief eingekämmt (Fig. 245) oder aber durch Winkeleisen (ein- oder zweiseitig Fig. 246) mit dem Unterzug verbunden; letzteres ist Regel beim Stoß der Holzbalken.

Liegen Balken und Unterzug ganz oder annähernd

bündig, so werden die Balken auf wagerechten, an den Trägersteg genieteten Winkeleisen gelagert (Fig. 247); ein nebengelegtes senkrechtes Winkeleisen bewirkt die Aussteifung des Stegs und wird zur Sicherung des gedrückten

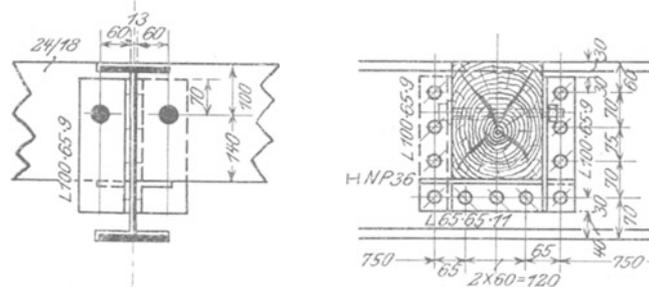


Fig. 247.

Flansches gegen seitliches Ausbiegen mit dem Holzbalken durch eine Schraube verbunden.

Überall da, wo die Gefahr der Schweißwasserbildung am Eisen vorhanden ist, müssen in den Berührungsflächen zwischen Holz und Eisen Asphalt-pappstreifen zur Verhinderung des Anfaulens eingelegt werden.

2. Deckenfüllung in Stein.

Wegen der Unempfindlichkeit des Steinmaterials gegen die Fehler des Holzes und Eisens, insbesondere gegen das Feuer, bei öffentlichen Gebäuden und reinen Nutzbauten durchweg verwendet.

a) Ebene Füllung. α) Bei Verwendung von Ziegelvoll- oder -hohlsteinen wird die Füllung auf den unteren Trägerflanschen aufgelagert (Fig. 248); die in den Fugen zur Aufnahme der auftretenden Zugspannungen angeordneten Einlagen aus Rund-, Flach- oder Profileisen müssen in Zementmörtel verlegt

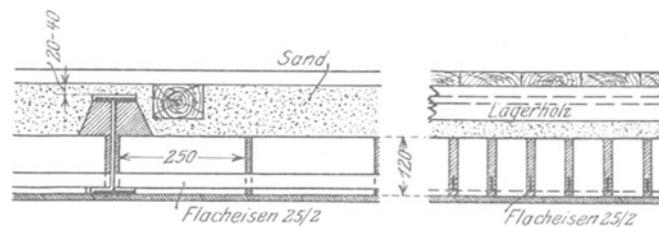


Fig. 248.

werden. Eine solche aus einzelnen Steinen gebildete Füllung erfordert eine sehr sorgfältige Überwachung sowohl der zu verwendenden Baustoffe als auch besonders der Ausführung, wenn man gegen das Herausfallen einzelner Steine genügend gesichert sein will. Wo große und einseitige Verkehrslasten und Erschütterungen auftreten, z. B. bei Tanzsälen, öffentlichen Gebäuden, Fabriken, ist stets die

β) Verwendung von Beton vorzuziehen. Die in Fig. 249 dargestellte Anordnung, bei der die Träger allseitig gegen den unmittelbaren Angriff der

Hitze und Flammen geschützt liegen, ergibt bei größerer Trägerhöhe ein hohes Eigengewicht, gehört aber auch ihrer statischen Wirkung nach zu den

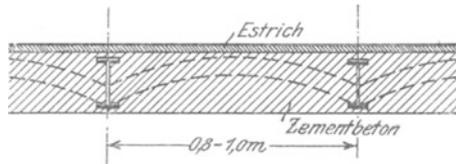


Fig. 249.

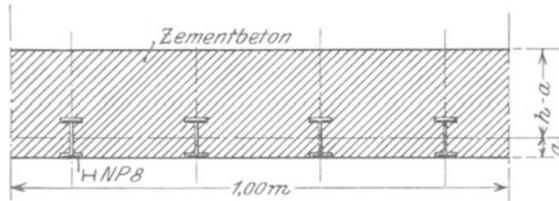


Fig. 250.

gewölbten Füllungen, wie gestrichelt angedeutet. Für große Lasten und starke Erschütterungen hat sich die in Fig. 250 dargestellte Anordnung bewährt, bei der die Betonplatte selbst gleichzeitig als Deckenbalken wirkt, die in $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{3}$ m Entfernung angeordneten H-Eiseneinlagen aber die bei der Biegung auftretenden Zugspannungen aufnehmen.

fallen die Deckenbalken fort; von Unterzug zu Unterzug ist eine 220 mm starke Betonplatte gespannt, in die für 1 m Breite je 4 HNP. 8 mit $f_e = 4 \cdot 7,6 = 30,3$ qcm Fläche eingelegt sind. Es sind die in Beton und Eisen auftretenden größten Spannungen für eine Gesamtbelastung $p = 1300$ kg/qm zu berechnen.

Auflösung. Für einen 1 m breiten Plattenstreifen wird bei 4,2 m größter Stützweite die Gesamtlast $Q = 4,2 \cdot 1,0 \cdot 1300 = 5500$ kg und, da die Platte über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft, das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 5500 \cdot \frac{4,2}{8} = 2310$ mkg. Mit $a = \frac{80}{2} = 40$ mm wird nach Gl. 45: $x = \frac{15 \cdot 30,4}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(22,0 - 4,0)}{15 \cdot 30,4}} - 1 \right] = 9,0$ cm,

daher nach Gl. 46: $\sigma_b = \frac{2 \cdot 231000}{100 \cdot 9,0 (18,0 - 3,0)} = 34,2$ kg/qcm

und nach Gl. 47: $\sigma_e = \frac{231000}{30,4 (18,0 - 3,0)} = 500$ kg/qcm.

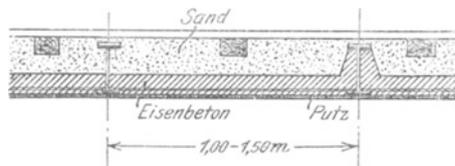


Fig. 251.

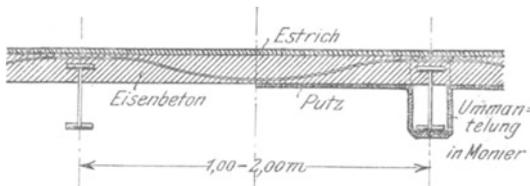


Fig. 252.

Bei zwischen den Deckenbalken liegenden Eisenbetonplatten werden entweder die unteren (Fig. 251) oder die oberen (Fig. 252) Flanschen zur Auflagerung benutzt.

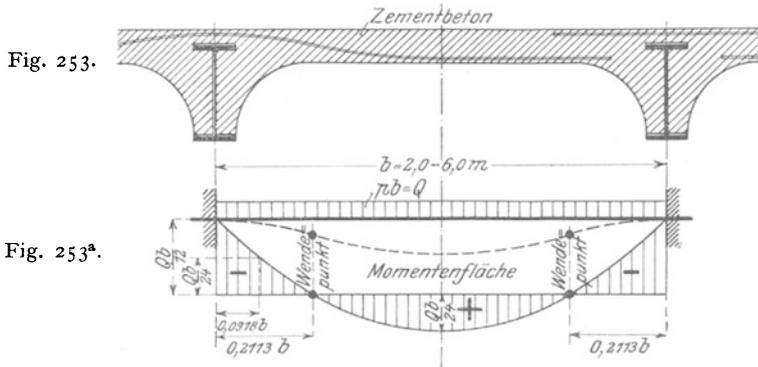
Im Falle der Fig. 252 bildet die Füllung einen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Träger (Fig. 27), bei dem über den Stützpunkten, das sind hier die Deckenbalken, negative Momente auftreten, die in den oberen Fasern Zugspannungen erzeugen; daher die allmähliche Überführung der Eiseneinlagen von der Plattenunterkante in Feldmitte zur Oberkante über den Deckenbalken.

Treten große bewegliche Lasten auf, so werden 2 Eiseneinlagen, eine an der Ober- und eine an der Unterkante, eingelegt.

Eine wesentliche Verstärkung der Tragfähigkeit erzielt man durch die Anordnung von Vouten, indem der Beton nach Fig. 253 bogenförmig auf

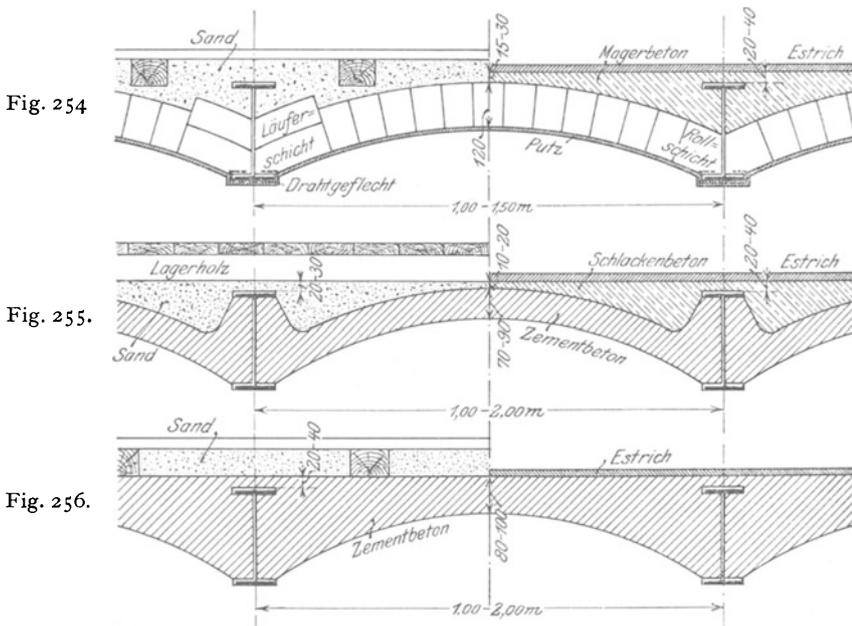
die unteren Trägerflansche hinabgeführt wird; die Eiseneinlagen werden entweder abgebogen, wie in Fig. 253 links, oder aber bei größeren beweglichen Verkehrslasten in doppelter Lage, wie in Fig. 253 rechts, ausgeführt.

Die Wirkung der Vouten besteht darin, daß sie die Träger und damit die Eisenbetonplatte selbst an der freien Drehung hindern, d. h. die Platte nach Fig. 26 ein-



spannen. Die bei Voraussetzung einer vollkommenen Einspannung bei gleichförmig verteilter Belastung auftretenden Biegemomente sind in Fig. 253^a dargestellt; in Feldmitte ergibt sich $M_{max} = \frac{Qb}{24}$, über den Stützpunkten $M_{min} = -\frac{Qb}{12}$. Will man an beiden Stellen mit derselben Fläche f_e der Eiseneinlagen auskommen, so muß die Stärke der Betonplatte an den Auflagern mindestens zweimal so groß wie in Feldmitte sein.

Da eine vollkommene Einspannung praktisch niemals erreichbar ist, so hat man bei ihrer Annahme die zulässigen Beanspruchungen um 10 bis 15% gegenüber den sonst üblichen zu ermäßigen.



b) Gewölbte Füllung. α) Bei Verwendung von Ziegelvoll- oder hohlsteinen (Fig. 254) erhalten die Gewölbe bei Spannweiten bis zu 1,5 m

eine Stärke von $\frac{1}{2}$ Stein. Um an den Kämpfern zu kleine Steinstücke zu vermeiden, wird dort eine Roll- oder eine doppelte Läuferschicht angeordnet. Die Auffüllung der Gewölbe erfolgt bei Holzfußböden in trockenem Sand, sonst in Magerbeton (Bims- oder Schlackenbeton; Schlacken mit Schwefelgehalt auszuschließen, da Schwefel das Eisen angreift!). Die Unterfläche erhält einen Putz, der gleichzeitig als Feuerschutz für die Trägerunterflanschen dient; man verwendet auch wohl besonders geformte Kämpfersteine, die den Trägerflansch umfassen.

β) Bei Verwendung von Beton (mit oder ohne Eiseneinlagen) werden die Träger zweckmäßig auf ihre ganze Höhe umstampft (Fig. 255), um ein gutes Widerlager für die Gewölbe zu schaffen. Bei Auffüllung der Gewölbe mit Beton ist zur Vermeidung der zweierlei Art von Beton für Gewölbe und Auffüllung die in Fig. 256 dargestellte Anordnung zweckmäßiger. In allen Fällen muß die Auffüllung die Deckenträger 2 bis 4 cm überragen.

3. Deckenfüllung in Eisen.

Sie kann gebildet werden durch:

a) **Riffelblech**, das in Stärke von 6 bis 8 mm unmittelbar auf die oberen Trägerflansche genietet wird; wegen seiner geringen Tragfähigkeit nur bei enger Teilung der Deckenbalken und geringer Nutzlast verwendbar, z. B. zur Abdeckung von Laufstegen an Brücken, Kranen, Maschinen und zu Treppenstufen.

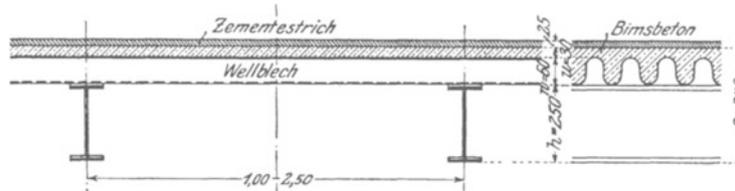


Fig. 257.



Fig. 258.

Fig. 259.

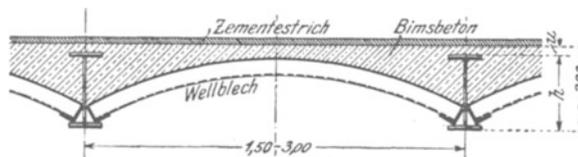


Fig. 260.

b) **Wellblech**, bei Decken nur noch selten verwendet.

α) Ebenes Wellblech. Die Lage auf den oberen Trägerflanschen nach Fig. 257 erfordert eine große Gesamtdicke c der Decke; diese läßt sich um die Wellblechhöhe w verringern, wenn die unteren Flanschen nach Fig. 258 als Auflager benutzt werden, wodurch aber ein großes Gewicht der Auffüllung

(Sand oder Magerbeton) bedingt wird; man lagert daher wohl das Wellblech nach Fig. 259 auf besondere, seitlich an den Steg genietete Winkeleisen, nimmt dabei aber den Mehraufwand an Eisen und Nietarbeit in Kauf.

β) Gebogenes (bombiertes) Wellblech spannt sich als Kappengewölbe zwischen die Deckenbalken (Fig. 260); um es am Kämpfer mit seiner ganzen Fläche zur Auflagerung zu bringen, wird ein durchlaufendes Winkeleisen angeordnet, das sich unmittelbar gegen den Träger oder aber gegen einen zwischen Steg und Flansch eingebrachten Betonzwickel stützt.

c) **Tonnen- und Buckelbleche** sowie **Belageisen** werden bei Decken nur selten bei sehr schweren Lasten verwendet; über ihre Konstruktion vgl. 11. und 12. Kap.

Siebentes Kapitel.

Dachkonstruktionen.

Die einzelnen Teile einer Dachkonstruktion (Fig. 261) sind:

1. Die Dachdeckung oder Dachhaut, die das Gebäude nach außen wasser-, wärme- und feuersicher abschließen soll; sie wird von den

0,8 bis 1,25 m voneinander entfernten

2. Sparren oder auch unmittelbar von den

3. Pfetten (Trauf-, Zwischen- und Firstpfetten) getragen, die meist in gleichen wagerechten Entfernungen (Fachweiten) $a = 2,5$ bis $3,5$ m angeordnet und durch die

4. Binder unterstützt sind. Die Entfernung der einzelnen Binder voneinander, die „Binderweite“ wird meist gleich groß und zwar zu $b = 3,5$ bis $10,0$ m gewählt; sie sind die Hauptträger der ganzen Dachkonstruktion, die deren ganze Last auf die Seitenmauern und durch diese in den Baugrund übertragen. Um eine Drehung des einzelnen Binders um die Verbindungslinie seiner Auflagerpunkte und ein Herausreten der Knotenpunkte

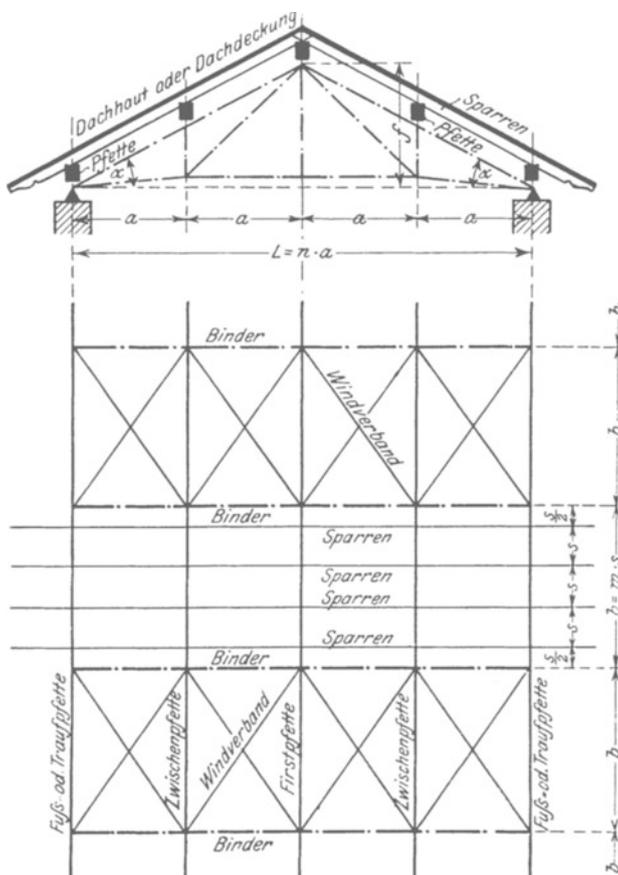


Fig. 261.

des gedrückten Obergurts aus der Binderebene heraus zu verhindern, werden je zwei Binder durch den in der Obergurtebene liegenden

5. Windverband miteinander verbunden.
6. Rinnen von 0,8 bis 1,0 qcm mittlerem Querschnitt für jedes Quadratmeter der Grundfläche des zu entwässernden Dachs; sie werden mit einem Gefälle von 1 : 125 bis 1 : 100 verlegt und in Entfernungen von 15 bis 25 m durch Abfallrohre von 13 bis 15 cm ϕ entwässert.

A. Berechnung der Dachkonstruktionen.

Über Belastungen und zulässige Beanspruchungen vgl. Anhang Zahlentafel III.

I. Die Dachdeckung.

1. Wellblechdeckung.

Das Wellblech kommt entweder eben auf eiserner Unterkonstruktion oder aber gebogen (bombiert) freitragend zur Verwendung.

a) Ebene Wellblechdeckung. Das ebene Wellblech ist als ein von Pfette zu Pfette freiliegender Träger zu berechnen, dessen Breitenabmessung (parallel zu den Pfetten) meist gleich 1 m eingeführt wird.

Aufgabe 66. Die in Fig. 261 dargestellte Dachkonstruktion von $L = 12$ m Stützweite ist mit Wellblech gedeckt. Die Gesamtbelastung beträgt 150 kg/qm Grundriß. Es ist das erforderliche Wellblechprofil zu bestimmen. $k = 1200$ kg/qcm.

Auflösung. Die Spannweite des Wellblechs stimmt mit der Fachweite $a = \frac{L}{4} = 3,0$ m überein (vgl. Fig. 33); daher ergibt sich die Gesamtlast für 1 m Breite zu $Q = 150 \cdot 1,0 \cdot 3,0 = 450$ kg und das größte Moment zu $M = 450 \cdot \frac{3,00}{8} + 100 \cdot \frac{3,00}{4} = 16900 + 7500 = 24400$ cmkg, wenn in Mitte eine Einzellast von 100 kg für einzelne, das Dach bei Wiederherstellungs- oder Reinigungsarbeiten betretende Arbeiter angenommen wird. $W = \frac{24400}{1200} = 20,4$ cm³; gewählt ist Wellblech NP. 100 · 50 · 1¹/₄ mit $W = 24,0$ cm³ für 1 m Breite.

b) Gebogene Wellblechdeckung (freitragende oder bombierte Wellblechdächer). Das Wellblech spannt sich als Kappengewölbe mit einer Pfeilhöhe $f = \frac{L}{4}$ bis $\frac{L}{6}$ (Fig. 42) zwischen eisernen auf den Seitenmauern gelagerte Längsträger, die zum Ausgleich des Gewölbeschubs in Entfernungen $a = 2,0$ bis 4,0 m durch Anker miteinander verbunden sind.

α) Das Wellblechgewölbe kann hinreichend genau nach den Gl. 17 bis 19 berechnet werden.

Aufgabe 67. Ein freitragendes Wellblechdach von $L = 20,0$ m Stützweite und $f = 3,6$ m Pfeilhöhe ist durch Eigengewicht mit 50 kg/qm, durch Schnee mit 70 kg/qm und durch Wind mit 20 kg/qm Grundriß (vgl. S. 23) belastet; es ist das erforderliche Wellblechprofil zu bestimmen. $k = 1200$ kg/qcm.

Auflösung. Bei voller Schneebelastung und Winddruck wird für 1 m Breite die Gesamtlast $Q = 20,0 \cdot 1,0 (50 + 70) = 2400$ kg bzw. $\Omega = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 400$ kg, daher nach Gl. 17 und 18 der Horizontalschub $H = \frac{2400 \cdot 20,0}{8 \cdot 3,6} + \frac{400 \cdot 20,0}{16 \cdot 3,6} = 1800$ kg und nach Gl. 19 das Moment in $\frac{1}{4}$ der Spannweite $M = \pm \frac{400 \cdot 20,0}{64} = \pm 125$ mkg. Bei einseitiger Schneelast und Winddruck wird $Q = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 50 = 1000$ kg; $\Omega = 20,0 \cdot 1,0 (70 + 20) = 1800$ kg;

$\mathfrak{H} = \frac{1000 \cdot 20,0}{8 \cdot 3,6} + \frac{1800 \cdot 20,0}{16 \cdot 3,6} = 1320 \text{ kg}$; $\mathfrak{M} = \pm \frac{1800 \cdot 20,0}{64} = \pm 560 \text{ mkg}$. Da die Längskraft an dieser Stelle genau genug gleich dem Horizontalschub \mathfrak{H} eingeführt werden darf, so erleidet das gewählte Wellblechprofil $100 \cdot 100 \cdot 1\frac{1}{4} \text{ mm}$ (dessen Stärke für die Ausführung mit Rücksicht auf die Rostgefahr zu 2 mm gewählt ist) mit $F = 32,1 \text{ qcm}$ und $W = 72,4 \text{ cm}^3$ für 1 m Breite die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{1320}{32,1} + \frac{56000}{72,4} = 410 + 770 = 1180 \text{ kg/qcm.}$$

β) Die Anker erhalten, wenn H_{max} der größte Horizontalschub für 1 m Gewölbebreite und a die Ankerentfernung (Fig. 262) ist, die größte Zugkraft

$$48) \quad Z = aH_{max}.$$

Aufgabe 68. Für das in Aufg. 67 berechnete Wellblechdach trägt die Ankerentfernung $a = 3,0 \text{ m}$; es ist der erforderliche Ankerquerschnitt zu bestimmen; $k = 800 \text{ kg/qcm}$.

Auflösung. Nach Aufg. 67 ist $H_{max} = 1800 \text{ kg}$, daher $Z = 3,0 \cdot 1800 = 5400 \text{ kg}$. Gewählt ist ein Rundeisen $1\frac{3}{8}'' \phi$ mit $6,8 \text{ qcm}$

Kernfläche, daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{5400}{6,8} = 790 \text{ kg/qcm}$.

Werden die Anker nach Fig. 263 oder 264 gegabelt ausgeführt, so ergeben sich die Zugkräfte für

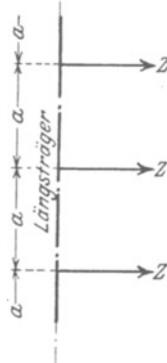


Fig. 262.

Fig. 263:

- im Hauptanker 49^a) $Z = aH_{max}$;
- Nebenanker 49^b) $N = \frac{a}{3} H_{max}$;
- Schräganker 49^c) $S = \frac{a}{3 \sin 45^\circ} H_{max}$
 $= \frac{N}{\sin 45^\circ}$.

Fig. 264:

- im Hauptanker 50^a) $Z = aH_{max}$;
- Schräganker 50^b) $S = \frac{a}{2 \sin 45^\circ} H_{max}$.

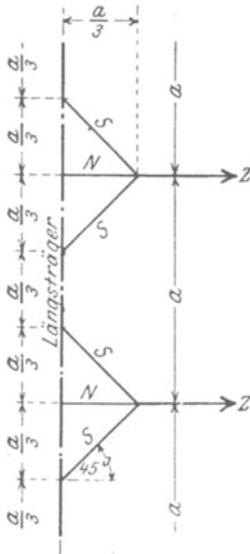


Fig. 263.

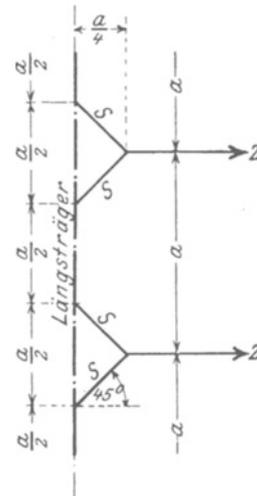


Fig. 264.

Den Neigungswinkel der Schräganker zu 45° zu wählen, ist nicht erforderlich, aber empfehlenswert.

γ) Die Längsträger (Fig. 262 bis 264) liegen entweder wagerecht und sind dann ihrer ganzen Länge nach durch Mauern oder Träger unterstützt, oder aber schräg (Fig. 265) und sind dann meist nur in einzelnen, der Ankerentfernung a entsprechenden Punkten aufgelagert.

aa) Wagerechte, durchlaufend unterstützte Längsträger werden nur durch den Horizontalschub beansprucht und zwar

in	Fig. 262	Fig. 263	Fig. 264
durch das Moment und durch die Längskraft	51) $M = \frac{4}{5} Z \frac{a}{8}$	52 ^a) $M = \frac{4}{5} \frac{Za}{72}$ 52 ^b) $L = \frac{Z}{3}$	53 ^a) $M = \frac{4}{5} \frac{Za}{32}$ 53 ^b) $L = \frac{Z}{2}$

Der den Momenten zugefügte Beiwert $\frac{4}{5}$ ist nur dann zulässig, wenn der Längsträger über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft.

bb) Schrägliegende, nur in den Ankerangriffspunkten unterstützte Längsträger (Fig. 265) werden durch den Horizontalschub H und den senkrechten Stützdruck N beansprucht. Zerlegt man diese Kräfte nach den Hauptachsen xx und yy des Längsträgers, so ergeben sich die Momente

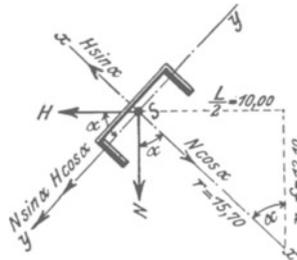


Fig. 265.

in der Ebene xx zu $M_x = \frac{4}{5}(H \sin \alpha - N \cos \alpha) \frac{a}{8}$,

in der Ebene yy zu $M_y = \frac{4}{5}(H \cos \alpha + N \sin \alpha) \frac{a}{8}$,

wobei auch hier der Beiwert $\frac{4}{5}$ nur dann einzuführen ist, wenn der Längsträger über mehr als

2 Felder ununterbrochen durchläuft. Die Achse yy fällt mit der Bogentangente im Kämpfer zusammen.

Aufgabe 69. Die schrägliegenden, über 3 Felder ununterbrochen durchlaufenden Längsträger des in Aufg. 67 berechneten Wellblechdachs sind aus \square NP. 26 mit $W_x = 371 \text{ cm}^3$ und $W_y = 48 \text{ cm}^3$ gebildet; es ist die größte auftretende Spannung zu ermitteln.

Auflösung. Nach Aufg. 67 wird für 1 m Breite und 3,0 m Ankerentfernung bei voller Schneebelastung und Winddruck $N_1 = 3(1200 + \frac{3}{8} \cdot 400) = 4050 \text{ kg}$, $N_2 = 3(1200 + \frac{1}{8} \cdot 400) = 3750 \text{ kg}$ und $H = 3 \cdot 1800 = 5400 \text{ kg}$, bei einseitiger Schneelast und Winddruck $N_1 = 3(500 + \frac{3}{8} \cdot 1800) = 3525 \text{ kg}$, $N_2 = 3(500 + \frac{1}{8} \cdot 1800) = 2175 \text{ kg}$ und $\xi = 3 \cdot 1320 = 3960 \text{ kg}$. Mit dem Bogenradius $r = \frac{10,0^2 + 3,6^2}{2 \cdot 3,6} = 15,7 \text{ m}$ wird $\sin \alpha = \frac{10,7}{15,7} = 0,64$ und $\cos \alpha = \frac{15,7 - 3,6}{15,7} = 0,77$, daher

	bei	voller Schneelast und Wind		einseitiger Schneelast und Wind		
		linken Kämpfer	rechten Kämpfer	linken Kämpfer	rechten Kämpfer	
$H \sin \alpha - N \cos \alpha =$	am	$5400 \cdot 0,64 - 4050 \cdot 0,77 = 340$	$5400 \cdot 0,64 - 3750 \cdot 0,77 = 570$	$3960 \cdot 0,64 - 3525 \cdot 0,77 = -180$	$3960 \cdot 0,64 - 2175 \cdot 0,77 = 860$	kg
$H \cos \alpha + N \sin \alpha =$		$5400 \cdot 0,77 + 4050 \cdot 0,64 = 6750$	$5400 \cdot 0,77 + 3750 \cdot 0,64 = 6560$	$3960 \cdot 0,77 + 3525 \cdot 0,64 = 5310$	$3960 \cdot 0,77 + 2175 \cdot 0,64 = 4440$	
$M_x = \frac{4}{5} \cdot$		$340 \cdot \frac{300}{8} = 10200$	$570 \cdot \frac{300}{8} = 17100$	$180 \cdot \frac{300}{8} = 5400$	$860 \cdot \frac{300}{8} = 25800$	cmkg
$M_y = \frac{4}{5} \cdot$		$6750 \cdot \frac{300}{8} = 202500$	$6560 \cdot \frac{300}{8} = 196800$	$5310 \cdot \frac{300}{8} = 159000$	$4440 \cdot \frac{300}{8} = 133200$	
$\sigma_x = M_x : W_y =$		210	360	110	540	$\frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$
$\sigma_y = M_y : W_x =$		550	530	430	360	
$\sigma_{max} =$		760	890	540	900	$\frac{\text{kg}}{\text{qcm}}$

2. Glasdeckung.

Die Glastafeln werden in der Regel an ihren Langseiten aufgelagert; sie bilden Träger auf 2 Stützen, deren zulässige Beanspruchung für ^{geblasenes} Rohglas zu $\frac{125}{85}$ kg/qcm, für Drahtglas zu 165 kg/qcm eingeführt werden kann.

Die Stärke δ der Glastafeln kann der nachfolgenden Zusammenstellung entnommen werden, in der die Sprossenweite s gleich der Stützweite der Glastafeln ist.

Sprossenweite $s =$		400	500	600	700	800	900	1000	1100	1200	mm
$\delta =$	geblasenes Rohglas	4	5								mm
	gegossenes Rohglas		6	7	8	9	11	12			mm
	Drahtglas		5	6	6	7	7	8	9	10	mm

II. Die Sparren.

Die Sparren bilden schrägliegende Träger nach Fig. 33^b, die sich von Pfette zu Pfette freitragen.

Bei einem Dachneigungswinkel $\alpha \leq 25^\circ$ (Fig. 261) genügt es, ständige Last, Schnee und Winddruck als lotrechte, gleichmäßig über den Grundriß verteilte Gesamtlast einzuführen, also die wagerechte Seitenkraft des Winddrucks zu vernachlässigen.

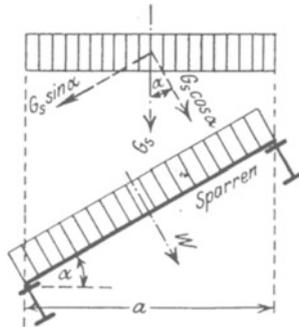


Fig. 266.

Ist $\alpha > 25^\circ$, so ist der Winddruck W (Fig. 266) senkrecht zum Sparren wirkend einzuführen, und die aus ständiger Last und Schnee zusammengesetzte lotrechte Belastung G_s senkrecht und parallel zum Sparren in die Seitenkräfte $G_s \cos \alpha$ und $G_s \sin \alpha$ zu zerlegen; den Einfluß der letzteren, im Sparren als Zug- oder Druckkraft wirksamen Seitenkraft darf man bei der Querschnittsermittlung des Sparrens in der Regel vernachlässigen; sie wird durch die Pfetten auf die Binder übertragen, wie unter III. erläutert.

III. Die Pfetten.

1. Ermittlung der äußeren Lasten.

Man hat 2 Fälle zu unterscheiden, je nachdem die Mittellinie der Pfette rechtwinklig zur Dachfläche oder aber lotrecht steht.

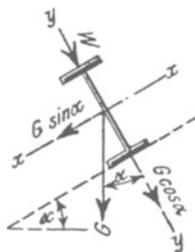


Fig. 267.

a) Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche (Fig. 267). Die gesamte senkrechte Last G (ständige Last + Schnee) ist in die Seitenkräfte $G \cos \alpha$ und $G \sin \alpha$ zu zerlegen. Für das durch $G \cos \alpha$ und den senkrecht zur Dachfläche wirkenden Winddruck W erzeugte

Biegemoment kommt das Widerstandsmoment W_x in bezug auf die x -Achse, für das durch $G \sin \alpha$ aber erzeugte Moment das kleinere Widerstandsmoment W_y in bezug auf die y -Achse in Betracht.

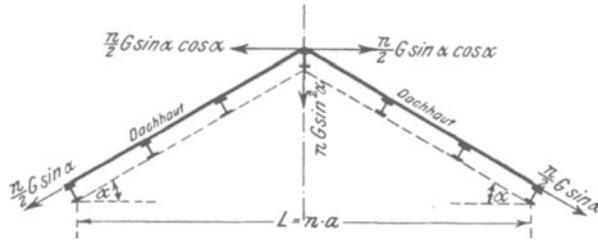


Fig. 268.

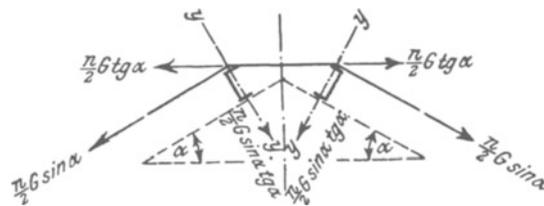


Fig. 269.

$G \sin \alpha$ die senkrechte Zusatzlast $n G \sin^2 \alpha$; die beiden wagerechten Seitenkräfte $\frac{n}{2} G \sin \alpha \cos \alpha$ heben sich bei voller Schneebelastung auf.

Ist die Firstpfette zweiseitig (Fig. 269), so erhält jeder Teil die senkrecht zur Dachfläche gerichtete Zusatzkraft $\frac{n}{2} G \sin \alpha \sin \alpha$; die beiden wagerechten Seitenkräfte $\frac{n}{2} G \sin \alpha \cos \alpha$ heben sich bei voller Schneebelastung auf, erfordern aber die Verbindung der beiden Pfettenteile miteinander.

In beiden Fällen findet eine Biegebungsbeanspruchung der Zwischenpfetten parallel zur Dachfläche nicht statt.

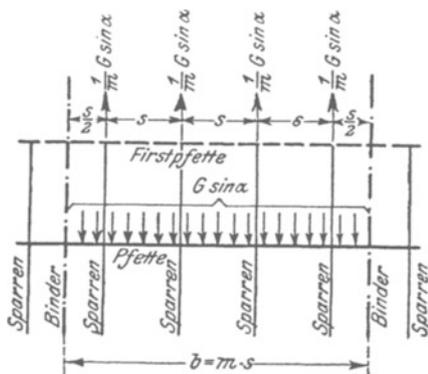


Fig. 270.

α) Bildet die Dachhaut eine ununterbrochene durchlaufende, mit den Pfetten fest verbundene Platte, z. B. aus Eisenbeton, so nimmt diese die Seitenkräfte $G \sin \alpha$ sämtlicher Pfetten einer Dachhälfte auf und überträgt sie entweder auf die Traufpfetten, die dann parallel zur Dachfläche entsprechend biegefest ausgebildet sind, oder aber meist auf die Firstpfette.

Ist die Firstpfette einteilig (Fig. 268), so erhält sie von den n Kräften

β) Ist die Dachhaut auf Sparren gelagert (Fig. 270) und sind m Sparren in einem Bänderfeld vorhanden, so nimmt jeder Sparren die Kraft $\frac{n}{2} \frac{G \sin \alpha}{m}$ als Zugkraft auf und überträgt sie nach Art der Fig. 268 oder 269 auf die Firstpfette. Jede Zwischenpfette wird parallel zur Dachfläche nur durch ihr eigenes Gewicht G_p auf Biegung beansprucht, und zwar bei der Sparrenentfernung s durch das Moment

$$M_p = \frac{4}{5} \frac{G_p \sin \alpha}{m} \frac{s}{8} = \frac{G_p s \sin \alpha}{10 m},$$

das aber bei der geringen Größe von G_p in der Regel vernachlässigt werden darf.

Ist die Pfette aus einem Z-Eisen gebildet (Fig. 271), dessen Hauptachse yy mit der Mittellinie des Stegs den Winkel φ einschließt (vgl. Anhang Zahlentafel XI), so zerlegt man die senkrechte Kraft G und den Winddruck W in die Seitenkraft $G \cos(\alpha - \varphi) + W \cos \varphi$ in der Richtung der y -Achse und in $G \sin(\alpha - \varphi) - W \sin \varphi$ in der Richtung der x -Achse und berechnet die Momente M_y und M_x . Mit Hilfe der in Zahlentafel XI des Anhangs angegebenen zusammengehörigen Werte $\frac{J_x}{w}$ und $\frac{J_y}{v}$ bzw. $\frac{J_x}{\xi}$ und $\frac{J_y}{\eta}$ bzw.

$\frac{J_x}{w_0}$ und $\frac{J_y}{v_0}$ berechnen sich dann die Spannungen in den Punkten A, C und B . Damit das in der x -Achse wirkende Moment M_x möglichst klein wird, ist das Z-Eisen nach Fig. 271 so anzuordnen, daß sein oberer Flansch zum First zeigt. In der umgekehrten Lage wäre $\sphericalangle \varphi$ negativ einzuführen; die in die y -Achse fallende Seitenkraft nähme dann den etwas kleineren Wert $G \cos(\alpha + \varphi) + W \cos \varphi$, die in die x -Achse fallende aber den erheblich größeren Wert $G \sin(\alpha + \varphi) + W \sin \varphi$ an.

b) Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht (Fig 272). Zerlegt man den senk-

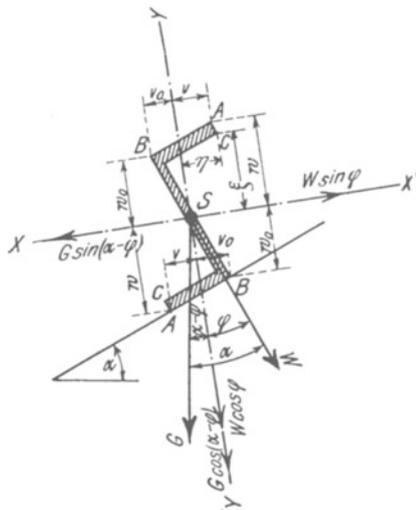


Fig. 271.

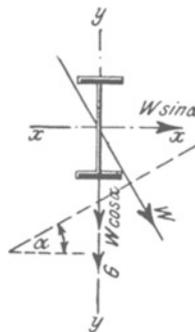


Fig. 272.

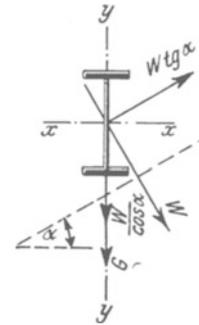


Fig. 273.

recht zur Dachfläche wirkenden Winddruck W in die wagerechte und senkrechte Seitenkraft $W \sin \alpha$ und $W \cos \alpha$, so kommt für das durch die gesamte senkrechte Last G und $W \cos \alpha$ erzeugte Biegemoment das größere Widerstandsmoment W_x , für das durch $W \sin \alpha$ erzeugte das kleinere W_y in Betracht; da $W \sin \alpha$ in der Regel $< G \sin \alpha$ (Fig. 267) ist, so ist die lotrechte Lage der Pfette theoretisch die günstigere.

Ist die Pfette durch die ununterbrochen durchlaufende Dachhaut oder durch die Sparren gegen Ausbiegen parallel zur Dachfläche geschützt, so zerlegt man W nach Fig. 273 in $\frac{W}{\cos \alpha}$ lotrecht und $W \operatorname{tg} \alpha$ parallel zur Dachfläche; letztere Seitenkraft wird entweder auf die Traufpfette oder aber meist nach Fig. 268 bzw. 269 auf die Firstpfette übertragen.

2. Ermittlung der Biegemomente.

Geht die Pfette über ein oder mehrere Binderfelder ununterbrochen durch, so wird das größte Biegemoment wie bei einem Balken auf 2 Stützen berechnet.

Ist die Pfette dagegen nach Fig. 28 mit Gelenken versehen, so wählt man meist die in Fig. 274 dargestellte Anordnung, bei der die Gelenke im Abstand

$$54^a) \quad x = \frac{b}{2} \left(1 - \frac{1}{\sqrt{2}} \right) = 0,1464 b \text{ in den Mittelfeldern bzw.}$$

$$54^b) \quad y = \frac{b}{8} \text{ im Endfeld}$$

von den benachbarten Stützen liegen, weil dann die Momente M_1 im einge-

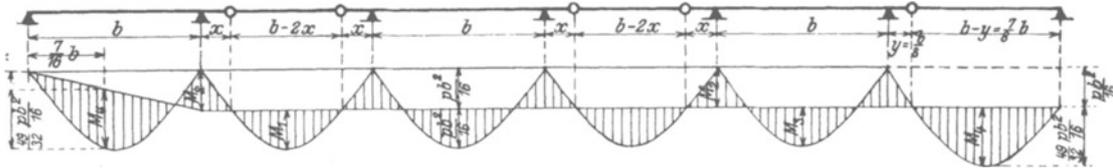


Fig. 274.

hängten Feld, M_2 über der Stütze und M_3 in Mitte Kragträger gleich groß, nämlich

$$55) \quad M_1 = -M_2 = M_3 = \frac{p b^2}{16}$$

werden; die größten Momente in den Endfeldern treten dabei im Abstand $\frac{7}{18} b$ von der Endstütze auf und berechnen sich zu

$$56) \quad M_4 = \frac{49}{32} \frac{p b^2}{16}$$

Bei Binderentfernungen $b > 8 \text{ m}$ werden die Pfetten als Fachwerkträger ausgebildet, auf die das Vorhergehende sinngemäße Anwendung findet.

IV. Die Binder.

1. Die Binder werden meist als Fachwerkträger ausgebildet, deren Berechnung folgende Belastungen zugrunde zu legen sind.

a) Ständige Last, bestehend aus dem Gewicht der Dachdeckung, Sparren und Pfetten, dem Eigengewicht der Binder einschließlich des Windverbands, endlich aus etwa an dem Binder angehängten unveränderlichen Lasten, z. B. eine am Untergurt

aufgehängte Decken- oder Gewölbekonstruktion (Fig. 328), angehängte Rohr-, Wellen- oder Lichtleitungen (Fig. 331).

b) Schneelast, die als eine über den Grundriß gleichförmig verteilte Belastung von $75 \cos \alpha \text{ kg/qm}$ anzunehmen ist, wenn α den Dachneigungswinkel (Fig. 261) bedeutet. Bei ganz steilen Dächern ($\alpha \geq 60^\circ$), an denen nur geringfügige Schneemassen haften können, ist eine Schneelast nicht weiter in Be-

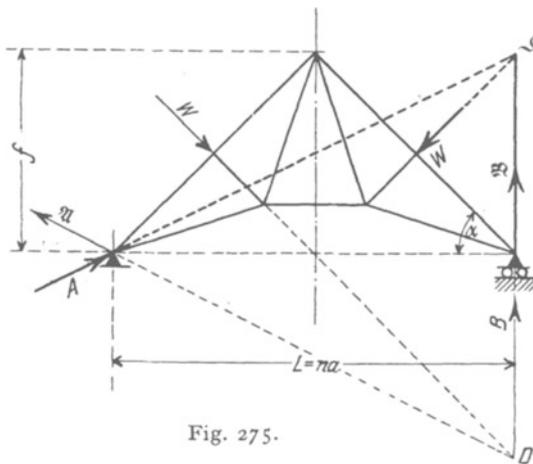


Fig. 275.

tracht zu ziehen, sofern sich nicht bei Durchdringung benachbarter Dächer Schneesäcke bilden können.

c) Winddruck, der in der Regel mit $w = 125 \text{ kg/qm}$ rechtwinklig getroffener Fläche anzunehmen ist; nur für hohe Bauwerke auf kleiner Grundfläche (Türme) ist der Winddruck auf $w = 150 \text{ kg/qm}$ zu erhöhen. Ist b die Binderentfernung, f die Binderhöhe (Fig. 275), so berechnet sich der auf die schräge Dachfläche rechtwinklig zu ihr wirkende Winddruck zu

$$W = wb \cdot \frac{L}{2 \cos \alpha} \cdot \sin^2 \alpha \text{ oder}$$

$$57) \quad W = wbf \sin \alpha.$$

Ist der Binder nach 275 mit einem festen und einem beweglichen Auflager versehen, so hat man den Wind einmal von der Seite des festen Auflagers (Stützdrücke A und B) und dann von der Seite des beweglichen Auflagers (Stützdrücke \mathfrak{A} und \mathfrak{B}) wirkend anzunehmen und für beide Kraftangriffe die Stabkräfte zu bestimmen.

Ist dagegen der Binder beiderseits festaufgelagert (z. B. auf eisernen Säulen, Fig. 276), so darf man hinreichend genau

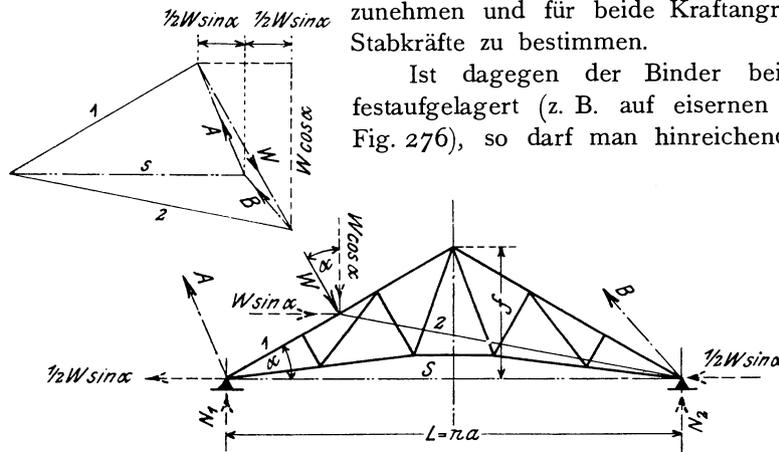


Fig. 276.

annehmen, daß die wagerechte Seitenkraft $W \sin \alpha$ von beiden Auflagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird; die senkrechten Stützdrücke berechnen sich zu

$$N_1 = \frac{3}{4} W \cos \alpha - \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

$$N_2 = \frac{1}{4} W \cos \alpha + \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

können aber auch leicht durch ein Seilpolygon (1, 2, s in Fig. 276) ermittelt werden; hier genügt eine einmalige Bestimmung der Stabkräfte. Vgl. auch 8. Kap. II, 1, a).

d) Bewegliche Lasten, z. B. die Nutzlast eines am Binder angehängten Flaschenzugs oder einer auf dem Untergurt verschieblichen Laufkatze oder einer am Binder angehängten Decke.

2. Ist p die gleichförmig verteilte senkrechte Belastung für 1 qm Grundriß, so ergeben sich die senkrechten Knotenlasten zu $P = pab$ für die freien und zu $P' = \frac{1}{2} pab$ für die Auflagerknotenpunkte (Fig. 261). Der Winddruck $W = wbf \sin \alpha$ erzeugt die senkrecht zur Dachfläche wirkenden Knoten-

lasten $P_w = \frac{2W}{n}$ in den Knotenpunkten zwischen First und Traufe bzw.

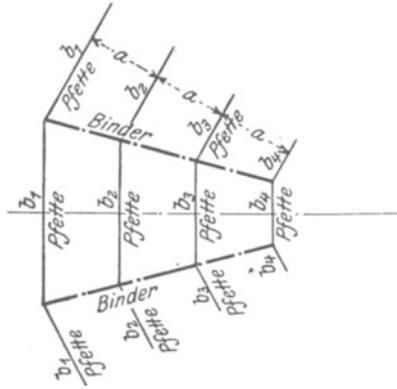


Fig. 277.

$P'_w = \frac{W}{n}$ im First- und Traufpunkt.

Sind die Binder im Grundriß nicht parallel zueinander (Fig. 277), so tritt an Stelle der unveränderlichen Binderweite b für jeden Knotenpunkt die zugehörige mittlere Binderentfernung (b_1, b_2, b_3 und b_4 in Fig. 277). Ganz ähnlich hat man bei veränderlichem Pfettenabstand a sowie bei einem Wechsel des Dachneigungswinkels α vorzugehen.

3. Die aus den Knotenlasten rechnerisch oder zeichnerisch ermittelten Stabkräfte bilden die Grundlage für die nach den Regeln des 3. Kap. durchzuführende Querschnittsbestimmung.

V. Der Windverband.

Für Gebäude, deren Umfassungswände für sich ohne Zuhilfenahme der Dachkonstruktion standfest ausgeführt sind, erübrigt sich die Berechnung des Windverbands.

Wird dagegen die Standfestigkeit der Längs- und Giebelmauern gegen Winddruck erst durch die Mitwirkung der eisernen Dachkonstruktion herbeigeführt, so erfolgt die Berechnung des Windverbands nach den Regeln des 8. Kapitels.

B. Konstruktion der eisernen Dächer.

I. Die Dachdeckung.

Erfolgt die Eindeckung der eisernen Dächer in Biberschwänzen, Dachpfannen, Falzziegeln, Schiefer, Holzzement oder Asphaltpappe, so finden die für die Holzdächer gültigen Regeln Anwendung.

Liegt das Dach über einem Raum, in dem sich ständig Arbeiter aufhalten, bei dem daher auf die Wärmesicherheit der Eindeckung besonderer Wert zu legen ist (Fabrikräume, Werkstätten), oder soll die Dachdeckung gegen die Übertragung des Feuers, insbesondere von außen her beim Brand eines Nachbargebäudes, unempfindlich sein, so wird die Bretterschalung der Holzdächer durch eine massive ebene oder gewölbte Dachplatte ersetzt, die man zur Verringerung des Eigengewichts aus Hohlsteinen oder Bimsbeton herstellt. Bei Ziegeldeckungen auf Latten werden die Holzlatten überall da durch eiserne, meist winkelförmige Latten (Fig. 320) ersetzt, wo Hitze und Flammen unmittelbar das Dach angreifen können (Gießereien, Stahlwerke).

i. Wellblechdeckung.

Der Hauptvorteil des Wellblechs als Dacheindeckungsmittel ist seine im Verhältnis zum Eigengewicht große Tragfähigkeit, die die Wahl großer Fachweiten (a Fig. 261) ermöglicht und ein geringes Eisengewicht der Unterkonstruktion (Pfetten und Binder) bedingt, zumal wegen der guten Wasserabfüh-

zung in den Wellentälern ein kleiner Dachneigungswinkel gewählt werden kann. Demgegenüber stehen als schwerwiegende Nachteile die leichte Zerstörbarkeit durch Rost und die gute Wärmeleitung.

Man hat den ersteren Nachteil durch Auffüllung der Wellen mit Bimsbeton und Aufkleben einer einfachen oder doppelten Papplage, den letzteren durch eine besondere, unterhalb der Wellblechdecke angebrachte wärmeschützende Verschalung (z. B. aus Gipsdielen oder Rabitzputz) zu umgehen gesucht; indessen sind diese Maßregeln, da sie den Hauptvorteil des Wellblechs, nämlich das geringe Gewicht der Eindeckung preisgeben, nur als Notbehelf bei bestehenden Dächern anzusehen. Bei Neuanlagen kommt das Wellblech fast nur noch für offene Hallenbauten zur Verwendung.

Das Wellblech wird stets verzinkt, 1 bis 2 mm stark, verwendet und zwar je nach der Größe der Wellen in Tafeln von 1,5 bis 4,5 m Länge und 0,6 bis 0,9 m Nutzbreite; die tatsächlich anzuliefernde Breite einer Tafel übertrifft diese Nutz- oder Baubreite (Fig. 278) beiderseits um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite. Bei Pfettendächern kommt flaches oder Trägerwellblech, bei bombierten Dächern stets Trägerwellblech zur Verwendung.

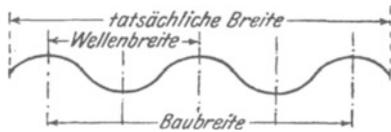


Fig. 278.

In der schrägen Dachfläche entstehen senkrechte, vom First zur Traufe laufende Fugen, in denen die Tafeln der Breite nach, und wagerechte, parallel den Pfetten laufende Fugen, in denen sie der Länge nach zusammenstoßen. In beiden Fugen müssen sich die Tafeln zur Herbeiführung der Dichtigkeit gegenseitig überdecken; die zu ihrer Verbindung erforderlichen Niete müssen stets in den Wellbergen sitzen, da etwa in den Wellentälern befindliche Nietköpfe den Abfluß des Regenwassers verzögern und dadurch zur Rostbildung Anlaß geben.

a) Senkrechte Fugen. Die Tafeln überdecken sich gegenseitig um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite (Fig. 279) und werden in Abständen von 400 bis 600 mm



Fig. 279.

durch Niete von 6 bis 8 mm ϕ zusammengeheftet, wobei unter den Nietköpfen zur Vergrößerung der Gesamtlechdicke kleine Rundplättchen aus Zink- oder verzinktem Eisenblech angeordnet werden. Die Überdeckungsfuge wird tunlichst windab, d. h. mit

der herrschenden Windrichtung gelegt, um ein Hineintreiben des Regenwassers zu verhindern.

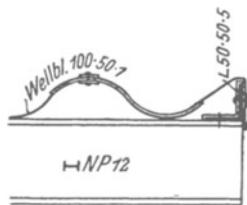


Fig. 280.

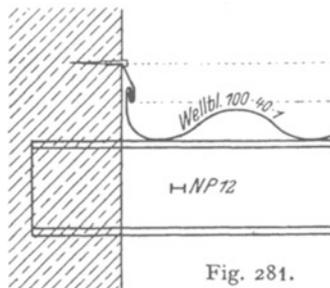


Fig. 281.



Fig. 281a.

Die Abschlußfuge am Giebel wird bei offenen Hallen durch ein über die Pfetten gelegtes Winkelisen (Fig. 280) gebildet, an das das Wellblech un-

mittelbar oder unter Einschaltung eines besonderen Endstücks angeschlossen ist, bei durch Giebelmauern geschlossenen Gebäuden aber durch einen Deckblechstreifen (Fig. 281), der mit Haken an der Mauer befestigt wird; um schräge Fugen im Mauerwerk zu vermeiden, wird dieser Deckstreifen aus einzelnen trapezförmigen Blechen (Fig. 281^a) zusammengesetzt.

b) Wagerechte Fugen. Die Wellblechtafeln überdecken sich

bei einer Dachneigung $\operatorname{tg} \alpha =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2,5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$
um etwa	$u = 12$	14	16	18	20 cm.

Der Stoß wird am besten über einer Pfette angeordnet (Fig. 282). Der obere Rand der unteren Tafel wird in jedem zweiten bis vierten Wellental durch oben versenkte Niete von 8 bis 10 mm ϕ mit dem Pfettenflansch verbunden

und von dem unteren Rand der oberen Tafel überdeckt; letztere wird gegen Abheben durch Haften aus verzinktem Eisenblech ($\frac{30}{4}$ bis $\frac{50}{6}$) gesichert, die in jedem zweiten

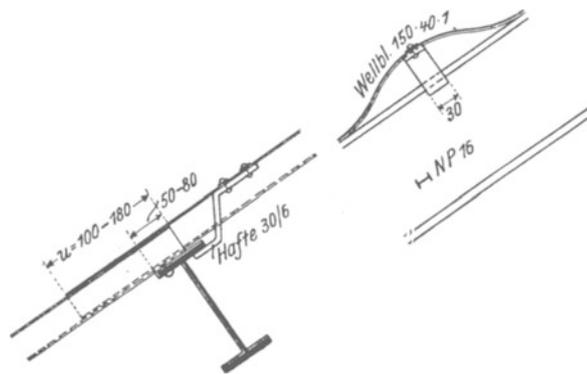


Fig. 282

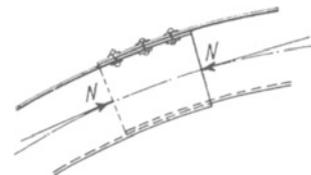


Fig. 283.

bis dritten Wellenberg durch 2 bis 3 Niete von 6 bis 8 mm ϕ befestigt sind und unter den Pfettenflansch greifen, wobei mit Rücksicht auf die Längenänderungen des Wellblechs bei Temperaturschwankungen ein genügender Spielraum gewahrt bleiben muß. Eine Vernietung beider Tafeln in den wagerechten Fugen ist bei Pfettendächern nur schädlich, dagegen bei bombierten Dächern

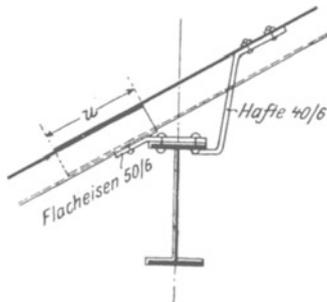


Fig. 284.

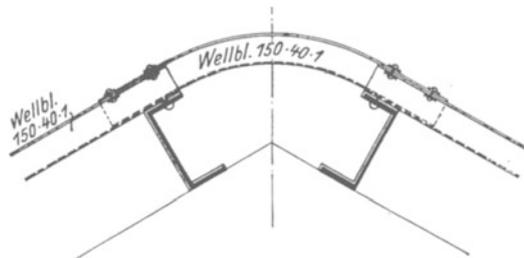


Fig. 285.

stets erforderlich, da die Niete (Fig. 283) hier den Längsdruck N des Gewölbes zu übertragen haben.

Liegt die Pfettenachse lotrecht (Fig. 284), was insbesondere bei den Trauf- und Firstpfetten vorkommt, so werden die Wellblechtafeln durch einzelne Flacheisen oder auch durchlaufende Bleche von 5 bis 6 mm Stärke an den oberen Pfettenflansch angeschlossen.

Gegossenes Rohglas, 6 bis 12 mm stark, hergestellt durch Gießen der flüssigen Glasmasse auf vorgewärmte Metallplatten.

Drahtglas, 5 bis 10 mm stark, hergestellt aus Rohglas, in das an der einen Tafelseite ein Drahtnetz von 1 mm Stärke eingelegt ist; große Tragfähigkeit, daher größere Sprossenentfernungen und damit Ersparnis an Eisen; Feuer-sicherheit, insofern es fast bis zum Schmelzpunkt der Glasmasse dicht bleibt; Fortfall der sonst unter den Glasflächen zum Schutz gegen Herabfallen zerbrochener Scheiben erforderlichen Drahtnetze, da das eingebettete Drahtnetz erfahrungsgemäß die einzelnen Glasstücke auch nach dem Bruch noch zusammenhält.

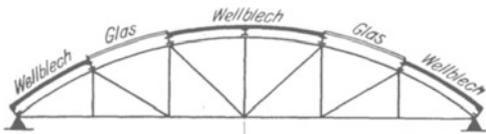


Fig. 287.

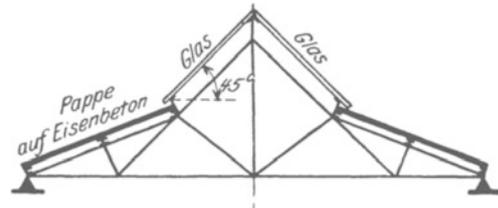


Fig. 288.



Fig. 289.

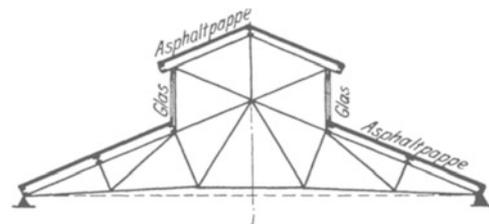


Fig. 290.

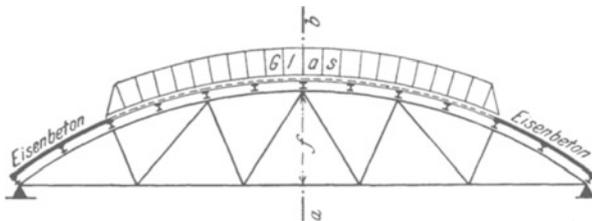
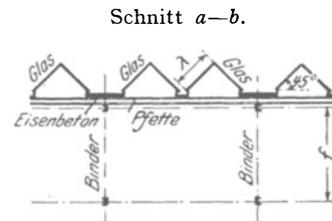


Fig. 291.

Fig. 291^a.

Die Glasflächen liegen entweder in der Dachfläche (Fig. 287), oft unter Vergrößerung des Dachneigungswinkels (Fig. 288, $61^{\text{n. o. p. v.}}$), oder aber in Form einer Laterne erhöht (unter 45° Fig. 289 oder weniger gut unter 90° Fig. 290) oder endlich in eine Anzahl kleiner Satteldächer so aufgelöst, daß deren Längsachse rechtwinklig zur Längsachse des Hauptdachs liegt (Fig. 291); man wählt dabei den Neigungswinkel der Glasflächen zu 45° und ihre Länge λ (Fig. 291^a) so, daß sie mit der im Handel gebräuchlichen Länge einer Glas-tafel (1,0 bis 2,5 m) überdeckt werden kann; diesen Vorteilen steht als Nach- teil die verwickeltere und daher teurere Eisenkonstruktion gegenüber.

In der Obezlichtfläche bilden sich genau wie beim Wellblechdach wage- rechte und senkrechte Fugen. Alle Fugen müssen gegen das Eindringen und Eintreiben von Regen und Schnee dicht sein; daher soll vor allem die

Neigung des Glasflächen nicht zu klein sein, am besten $\text{tg } \alpha = 1$ ($\alpha = 45^\circ$), jedenfalls nicht kleiner als $\text{tg } \alpha = \frac{1}{3,5}$ ($\alpha = 16^\circ$).

a) Wagerechte Fugen. Die Glastafeln überdecken sich je nach der Dachneigung um 40 bis 140 mm. Man unterscheidet:

α) Enge Fugen von 2 bis 6 mm; die Dichtung erfolgt entweder durch Kitt, der nach Fig. 292 auf die ganze Überdeckungs­länge oder nach Fig. 298 nur auf einen 10 bis 15 mm breiten Kantenstreifen eingebracht wird, oder aber, weil der Kitt, wenn er nicht sorg-

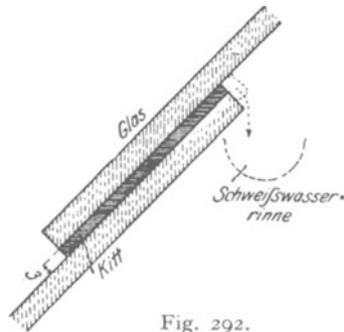


Fig. 292.

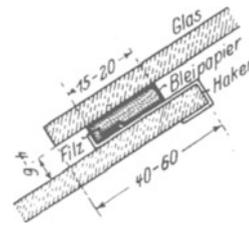


Fig. 293.

fältig in Anstrich gehalten wird, schnell verwittert, besser durch einen in $\frac{1}{4}$ mm starkes Bleipapier eingeschlagenen Filzstreifen (Fig. 293), der durch Haken aus Zink-, Kupfer- oder verzinktem Eisenblech an der unteren Glastafel aufgehängt wird; auch verwendet man Streifen aus zusammengerolltem Bleipapier, Gummi oder endlich in Wasserglas verlegte Glasstreifen.

Infolge der ungleichmäßigen Wärme innen und außen bildet sich auf der Unterfläche des Glases Schweiß- oder Schwitzwasser, das im Innern abtropft, sodald es auf die wagerechte Glaskante trifft (Fig. 292). Soll der abgedeckte Raum vollständig dicht und tropfsicher sein, so muß dieses Schweißwasser durch eine besondere, innen angebrachte Schweißwasserrinne aufgefangen werden.

β) Weite Fugen, > 6 mm; zur Dichtung verwendet man ein H- oder U-förmiges Profileisen (Fig. 294), das in Tafelmitte schwach abgelenkt und

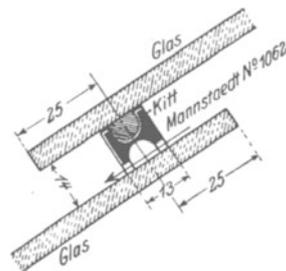


Fig. 294.

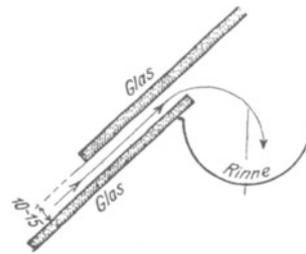


Fig. 295.

dort zur Ableitung des Schweißwassers mit einem Bohrloch versehen wird. Oft verzichtet man aber ganz auf eine besondere Dichtung und bringt im Innern zur Ableitung des eindringenden Regenwassers eine Rinne an (Fig. 295), die in die senkrechten Fugen entwässert.

In beiden Fällen erfolgt die Sicherung der Glastafeln gegen Abgleiten und Abheben in den senkrechten Fugen.

Die wagerechten Fugen sind auf die Dauer sehr schwierig dicht zu halten; man sucht sie deshalb so weit wie möglich zu vermeiden.

b) Senkrechte Fugen. Die Glastafeln werden von den Sparren getragen, die hier Sprossen heißen und deren Entfernung etwas größer als die (durch 3 teilbar zu wählende) Glastafelbreite ist, meist 0,5 bis 0,8 m. Nur bei kleinen Oberlichtflächen ist es zulässig, die Dichtung zwischen Glas und Sprosse so auszuführen, daß beide Teile fest miteinander verbunden sind; bei größeren Flächen muß die freie Beweglichkeit des Eisens gegenüber dem Glas gewahrt bleiben, damit bei den unvermeidlichen Bewegungen der Eisenkonstruktion, insbesondere bei Wärmeschwankungen, kein Bruch eintritt. Die Sprossen müssen den Glastafeln eine genügende Auflagerfläche bieten, deren Breite mindestens 5 mm betragen soll. Man unterscheidet:

a) Geschlossene Sprossen aus \perp - oder $+$ -Eisen. Die Glastafeln erhalten eine Kittunterlage von 2 bis 5 mm Stärke (Fig. 296) und werden gegen Abheben durch Stifte von 6 bis 8 mm ϕ gesichert, die 2 bis 3 mm über der Glasoberfläche und 100 bis 200 mm von

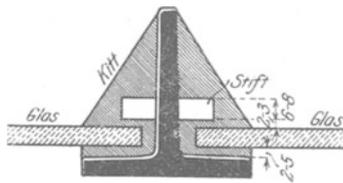


Fig. 296.

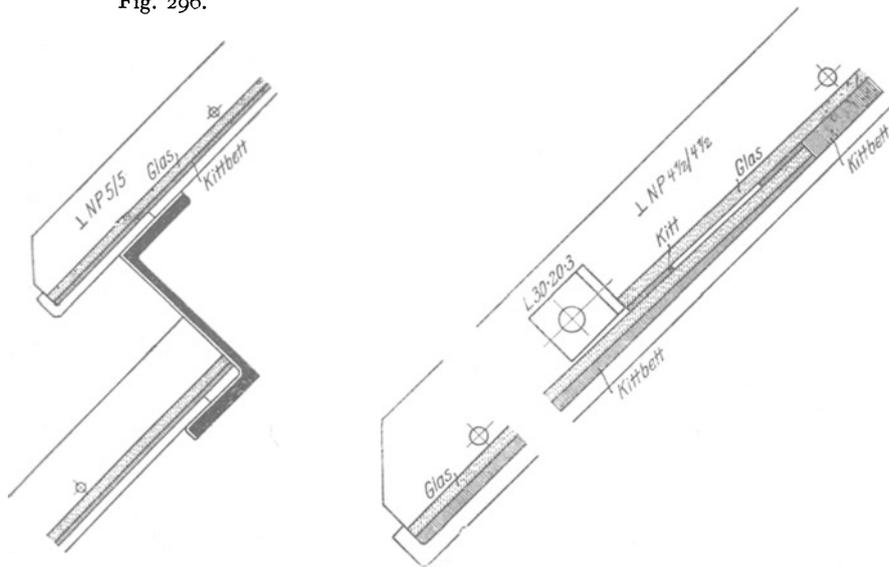


Fig. 297.

Fig. 298.

den Tafelrändern entfernt durch den Steg gesteckt sind. Die Dichtung erfolgt durch Glaserkitt (Leinöl + gemahlene Kreide), der zur Verhinderung des Verwitterns sorgfältig in Anstrich zu halten ist. Das Abgleiten der Glastafeln wird durch Umbiegen des Flansches (an der Traufe Fig. 297) oder aber durch Vornieten von kurzen Winkeleisenstücken (Fig. 298, 305 und 306) verhindert.

Wie aus Fig. 298 ersichtlich, muß das Kittbett keilförmig ausgebildet werden, wenn wagerechte Fugen in der Oberlichtfläche vorhanden sind; statt dessen bei überall gleich starkem Kittbett die Sprossen an der Überdeckungsfuge abzubiegen (zu „kröpfen“), ist wenig empfehlenswert; dagegen ist die treppenförmige Anordnung des Oberlichts nach Fig. 297 eine zur Vermeidung

des keilförmigen Kittbetts und der wagerechten Überdeckungsfuge selbst zweckmäßige konstruktive Maßregel.

Soll Vorsorge zur Ableitung des Schweißwassers getroffen werden, so wird über die Sprosse eine Rinne aus Zinkblech gehängt (Fig. 299), die entweder unmittelbar nach außen oder aber in die wagerechte Längsrinne (Fig. 292 und 295) entwässert. Da sich aber erfahrungsgemäß auch an der eisernen Sprosse selbst Schweißwasser bildet, weil sie oben von der Außenluft, unten von der wärmeren Innenluft umspült ist, so ist es zweckmäßiger, die Schweißwasserrinne nach Fig. 300 unter die Sprosse zu

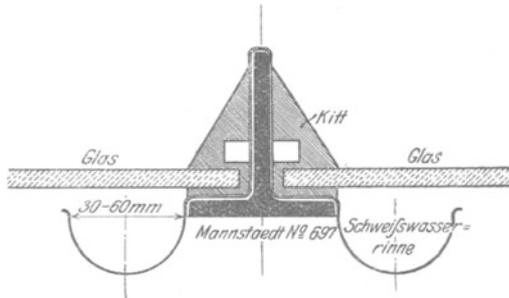


Fig. 299.

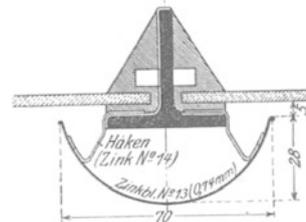


Fig. 300.

hängen und in 0,8 bis 1,5 m Entfernung durch Haken aus Zink, Kupfer oder verzinktem Eisenblech zu befestigen (vgl. auch Fig. 311 rechts).

Die Firstfuge wird entweder durch Kitt oder besser durch ein Abdeckblech gedichtet. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 301; das 5 mm starke

Fig. 301^a.

Fig. 302^a.

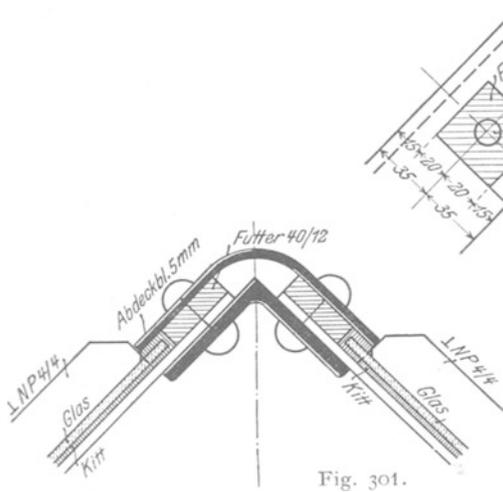


Fig. 301.

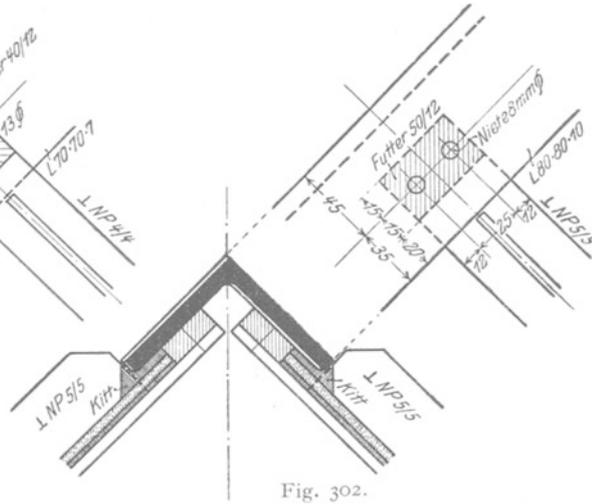


Fig. 302.

Dichtungsblech ist unter Einschaltung von Futterstücken mit den Flanschen der \perp -Sprossen und mit der aus einem Winkeleisen gebildeten Firstpfette vernietet; in den durch die Futterstücke gebildeten Hohlraum werden die Glastafeln eingeschoben und durch Kitt gedichtet. Eine Abänderung dieser Anordnung zeigt Fig. 302, bei der das Winkeleisen der Firstpfette unmittelbar als Abdichtungsblech verwendet wird. Die nach demselben Grundsatz ausgeführte Dichtung des Firstpunktes eines Sheddachs zeigt Fig. 303; das hier zur Bildung des Hohlraums aufgenietete \perp NP. $\frac{9}{9}$ hat gleichzeitig die Aufgabe,

aber, wegen der schwierigen Dichtung und wegen der größeren erforderlichen Konstruktionshöhe weniger gut, in die äußere Rinne.

β) Rinnensprossen, die den großen Vorzug freier Beweglichkeit der Eisenkonstruktion gegenüber den Glastafeln haben. Diese ruhen nämlich

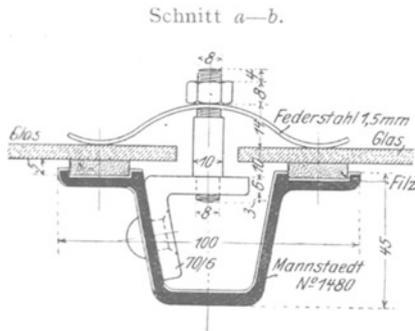


Fig. 307^b.

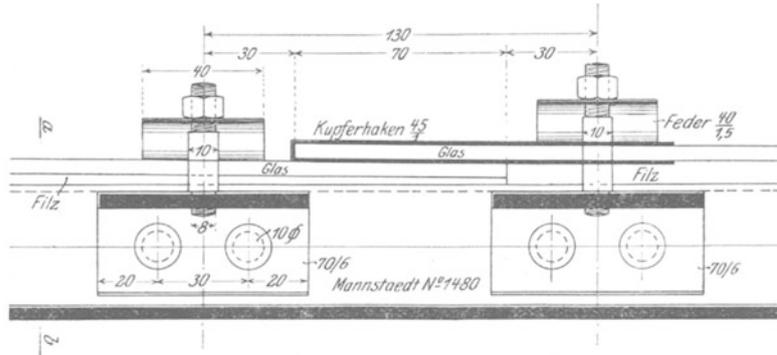


Fig. 307^a.

unter Zwischenschaltung eines Streifens aus Filz, Filz in Bleipapier oder Gummi lose auf den Flanschen der Rinnensprossen (Fig. 307 und 308) und werden nur durch Federn aus 1 bis 2 mm starkem, 30 bis 50 mm breitem Federstahl

Schnitt a—b. Schnitt c—d.

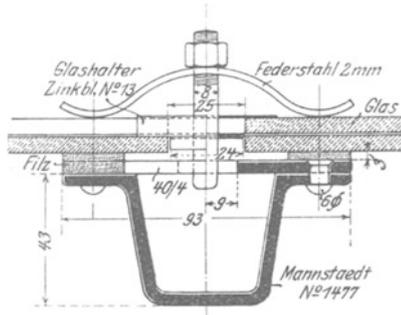


Fig. 308^b.

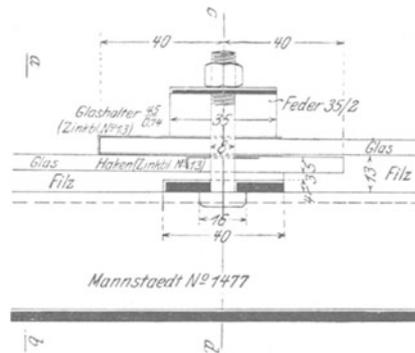


Fig. 308^a.

angepreßt; um den Bruch des Glases zu vermeiden, muß der Federdruck mitten über dem Zwischenstreifen angreifen. Die Federn werden durch Bolzen von 9 bis 10 mm ϕ niedergehalten, die unten in Bügeln sitzen; diese Bügel

sind entweder winkelförmig an den Steg (Fig. 307^b) oder als Flacheisen auf die Flanschen (Fig. 308) der Sprosse genietet. In der wagerechten Überdeckungsfuge der Glastafeln wird entweder nach Fig. 307 für jede Tafel eine besondere oder aber nach Fig. 308 und 309 nur eine einzige, beide Tafeln nieder-

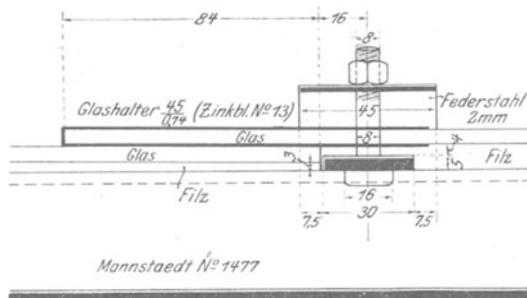


Fig. 309.

tiefe Einkämmung (Fig. 313), mit den Eisenpfetten durch Einkämmen und Winkeleisenstücke (Fig. 314 und 315) verbunden. Im First wird die gegenseitige Verbindung der gegenüberliegenden Sparren durch Scherzapfen und Schraube bewirkt (Fig. 316).

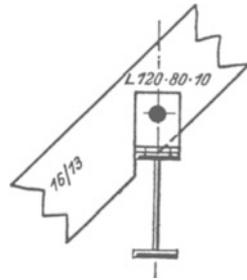


Fig. 315.

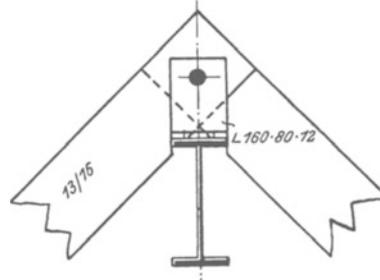


Fig. 316.

2. Eisensparren erhalten \perp -seltener H -förmigen Querschnitt und werden mit den Pfetten durch Winkeleisenstücke nach Fig. 317 oder zur Vermeidung der Nietverschwächung im Pfettenflansch nach Fig. 318 oder 319

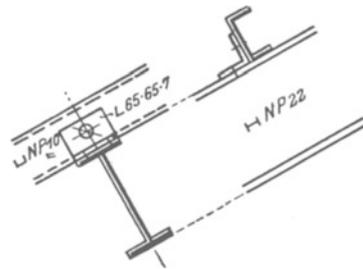


Fig. 317.

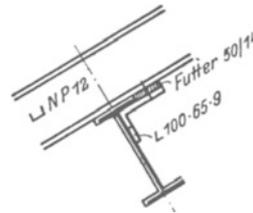


Fig. 318.

verbunden. Der Anschluß der gegenüberliegenden Sparren im First durch Bleche oder Winkeleisen ist für zwei- und einteilige Firstpfetten in Fig. 319 und 320 dargestellt.

Die in Fig. 320 zur Auflagerung der Falzziegel verwendeten eisernen Latten wer-

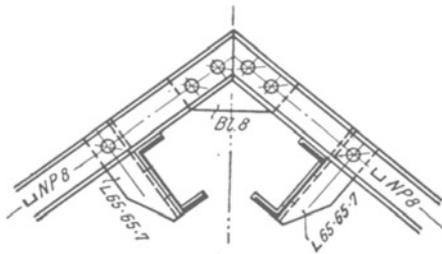


Fig. 319.

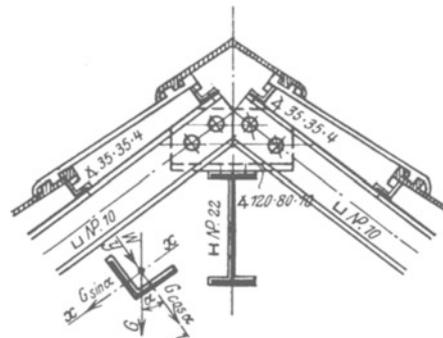


Fig. 320.

den durchweg aus Winkeleisen hergestellt; die durch G und W (vgl. Fig. 266) hervorgerufene größte Biegungsspannung nimmt den kleinsten Wert an, wenn die liegenden Winkelschenkel wie in Fig. 320 zum First zeigen.

III. Die Pfetten.

1. Holzpfetten erhalten rechteckigen, eiserne Pfetten H , L , Z , bei Binderentfernungen über 8 m auch fachwerkförmig gegliederten Querschnitt. Die Mittellinie der Pfette muß stets durch den zugehörigen Binderknotenpunkt gehen. Für eine genügende Sicherheit der Pfette gegen Gleiten und Kanten und für ihre dauernd sichere Verbindung mit dem Binderobergurt ist in allen

Fällen besonders Sorge zu tragen; ein bloßes Vernieten bzw. Verschrauben der Pfette oder ihrer Flanschen mit dem Obergurt oder ihre Abstützung durch abgebogene Flacheisen ist nicht gestattet.

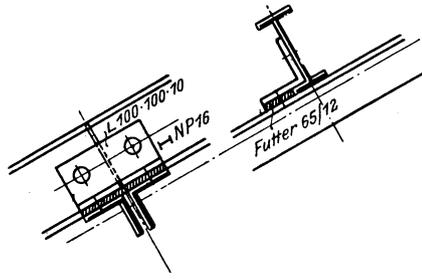


Fig. 321.

dingt (Fig. 321); diese Befestigungswinkel werden in der Werkstatt auf den Binderobergurt genietet und gewährleisten dadurch in der Ausführung eine gerade durchlaufende Lage der Pfettenachse.

a) Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche. Ihre Befestigung erfolgt in einfachster Weise durch ein vorgelegtes Winkeleisen (Fig. 313), das bei H -förmigem Querschnitt die Einschaltung eines Futterstücks be-

Sind keine Gelenkpunkte vorhanden, so liegt der Pfettenstoß unmittelbar über dem Binder (Fig. 321).

Die Firstpfette wird zweiteilig ausgebildet (Fig. 322); man kann ihr ebenso wie der Traufpfette durch Einschaltung von Futterblechen ein von der Höhe der Zwischenpfetten unabhängiges Profil geben. Da beide Pfettenteile außerhalb des Firstknotenpunkts

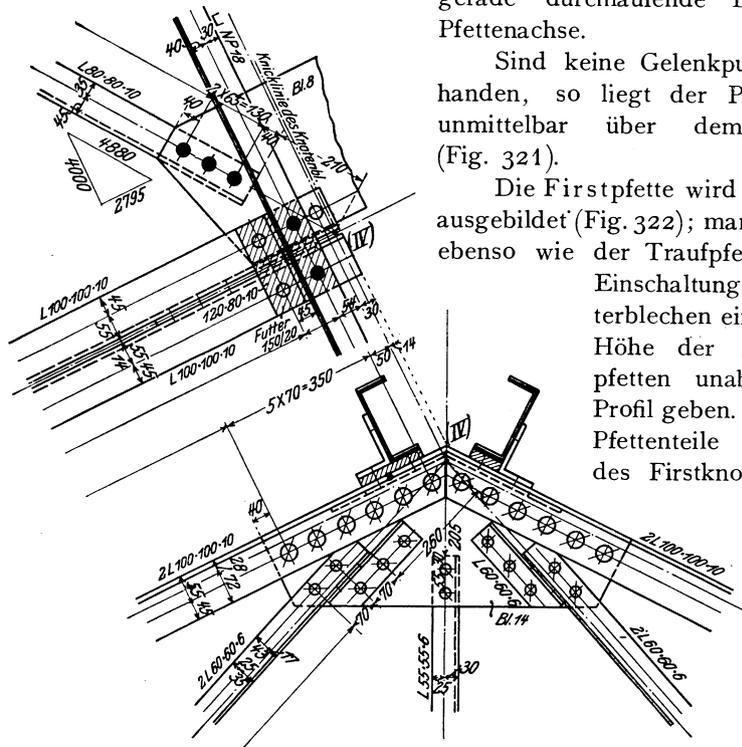


Fig. 322. Knotenpunkt IV, des Binders Fig. 61^k.

auf dem Obergurt aufrufen, so entstehen in diesem zusätzliche Biegespannungen, zu deren Aufnahme das Knotenblech entsprechend groß auszubilden ist.

b) Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht. Ihre Befestigung mit dem Binderberggurt kann auf zwei Wegen erfolgen.

α) Bei Holzpfeften und ununterbrochen durchlaufenden, z. B. mit Gelenken versehenen eisernen Pfeften wird das Knotenblech über den Obergurt hinaus

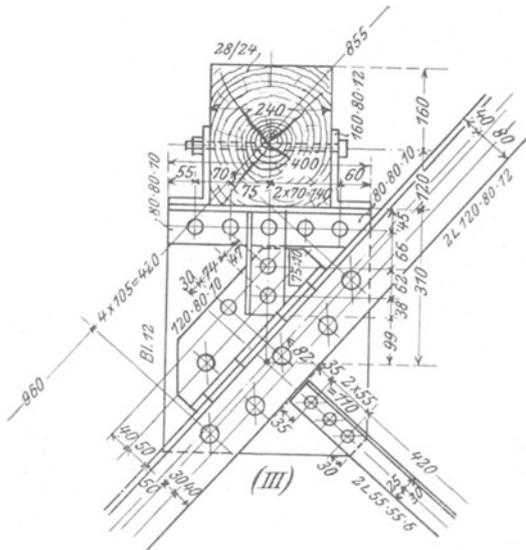


Fig. 323.

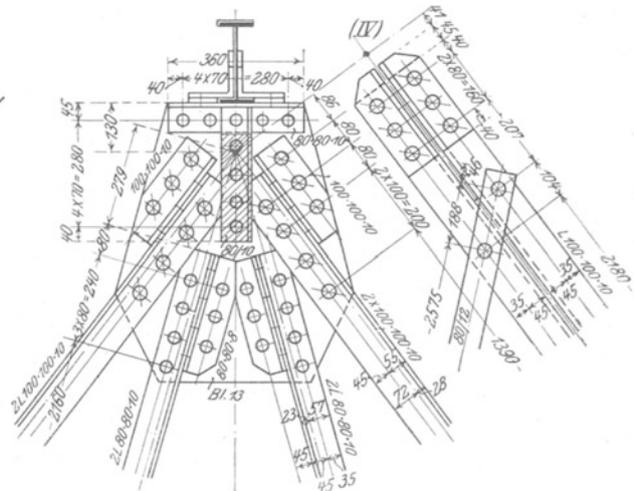


Fig. 324.

verlängert und mit wagerechten Winkeleisen gesäumt (Fig. 323 und 324); auf diesen wird die Pfette aufgelagert und durch nebengelegte Winkeleisen gegen Verschieben und Kanten gesichert. Besondere Sorgfalt ist auf die seitliche

Aussteifung des vorstehenden dünnen Knotenblechs durch seitlich angenietete Winkeleisen zu legen, um das Blech gegen Abbiegen und den Obergurtknotenpunkt gegen Knicken aus der Binder Ebene heraus zu schützen. Es gilt als Regel, diese Aussteifung so zu bewirken, daß jeder beliebige durch das Knotenblech gelegte Schnitt mindestens einen der Auflager- bzw. Aussteifungswinkel trifft.

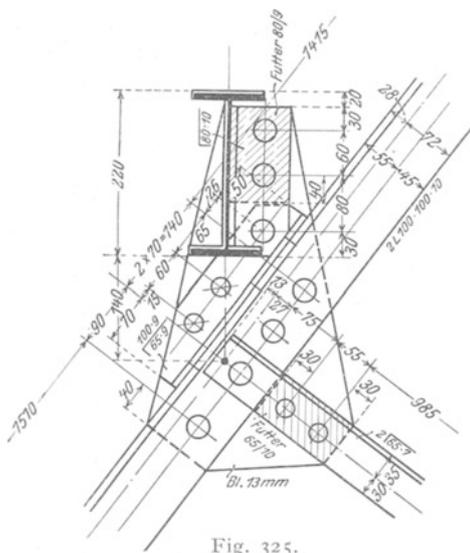


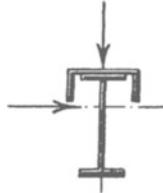
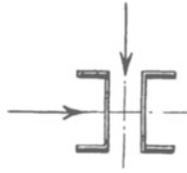
Fig. 325.

β) Bei in den Knotenpunkten gestoßenen eisernen Pfeften kann die Pfette an das vorstehende Knotenblech durch senkrechte Winkel angeschlossen werden (Fig. 325), die je nach der Größe des zu übertragenden Stützdrucks ein oder zweiseitig angeordnet werden. Auch hier erfordert die Aussteifung des vorstehenden Knotenblechs besonderes Augenmerk.

Wenn auch theoretisch die lotrechte Lage der Pfeftenmittellinie vorteilhafter ist (vgl. A III b), so wird dieser Vorteil durch den zum Anschluß der Pfette und zur Aussteifung des Knotenblechs erforderlichen Mehraufwand an Eisen und Arbeit weit übertroffen; daher man denn auch die lotrechte Pfeftenlage nur bei steilen Dächern (Fig 327)

und da wählt, wo die Pfetten im Grundriß keinen rechten Winkel mit den Bindern bilden (Fig. 277).

Sind die Pfetten weder durch eine ununterbrochen durchlaufende Dachhaut, z. B. aus Eisenbeton, noch durch Sparren gegen Durchbiegung parallel zur Dachfläche gesichert, so werden sie entweder zwischen der Bindern durch Rund- oder Winkeleisen, die gleichsam die Sparren ersetzen, miteinander verbunden, oder aber, besonders bei steilen Dächern, nach Fig. 326^a oder 326^b nach zwei Ebenen biegefest ausgebildet.

Fig. 326^a.Fig. 326^b.

2. Bei Gebäuden von mehr als etwa 20 m Länge werden die Pfetten mit teils festen, teils beweglichen Gelenken nach Fig. 274 versehen, einmal der Eisen-

ersparnis wegen, dann aber vor allem, um den Längenänderungen bei Temperaturwechsel Rechnung zu tragen. Die Ausbildung dieser Gelenke erfolgt nach Fig. 20, 99 und 100; sie liegen stets in denjenigen Binderfeldern, die ohne Windverbanddiagonalen sind.

IV. Die Binder.

1. Rein eiserne Binder.

Die im 3. Kap. für die Ausbildung der Stabquerschnitte und Knotenpunkte der Fachwerkträger aufgestellten Regeln sind in ihrer Anwendung auf Dachbinder wie folgt zu ergänzen.

a) **Gurtstäbe.** a) Die gebräuchlichsten Querschnitte sind bei reiner Längsbeanspruchung der Stäbe die aus 2 gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen zusammengesetzten (Fig. 119 und 128); kreuzförmige Querschnitte (Fig. 121 und 130) werden für den Obergurt meist nur bei lotrechter Pfettenlage verwendet. Treten infolge Stabkrümmung oder Belastung zwischen den Knotenpunkten Biegemomente auf, so wird der aus 2 bzw. bei Tonnendächern nach Fig. 139 aus 1 \perp -Eisen gebildete Querschnitt gewählt.

Der lichte Abstand der beiden nebeneinander liegenden Profileisen, d. i. die Knotenblechdicke δ wird in der Regel mindestens so groß gewählt, daß für den kleinsten Nietdurchmesser d_{min} bei einschnittigen Nieten $\delta \geq \frac{\pi}{8} d_{min}$, bei zweischnittigen $\delta \geq \frac{\pi}{4} d_{min}$ ist; darnach beträgt bei Spannweiten von 8 bis 24 m die Stärke δ etwa 8 bis 16 mm.

Kastenförmige Querschnitte mit doppelten Knotenblechen werden wegen der teureren Nietarbeit nur bei schwer belasteter Konstruktion von großer Spannweite gewählt.

β) Der kleinste Nietdurchmesser ist $d_{min} = 16 \text{ mm}$, und da das Niet senkrecht zur Krafrichtung $1,5d$ vom Rand abstehen soll, so ergibt sich als kleinste zu verwendende Profildicke 55 mm; bei mehr als 10 bis 12 m Spannweite geht man bei Verwendung von Winkeleisen besser nicht unter $\sphericalangle 65 \cdot 65 \cdot 7$ hinab.

Diese Regel ist besonders bei den Untergurtstäben aus zwei Gründen zu beachten. Einmal würde nämlich eine genaue Anpassung der auszuführenden Querschnittsfläche an

Die auf Druck beanspruchten Vertikalen werden aus Gußeisen mit kreuzförmigem Querschnitt (Fig. 340) ausgeführt.

β) Ausbildung der Knotenpunkte. Die Achsen aller an einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sollen sich in diesem Knotenpunkt selbst schneiden.

Von dieser Regel geht man zur Ermöglichung einer einfacheren Herstellung nur bei Diagonalen mit geringen Spannkraften in den Knotenpunkten des Obergurts ab. So ist

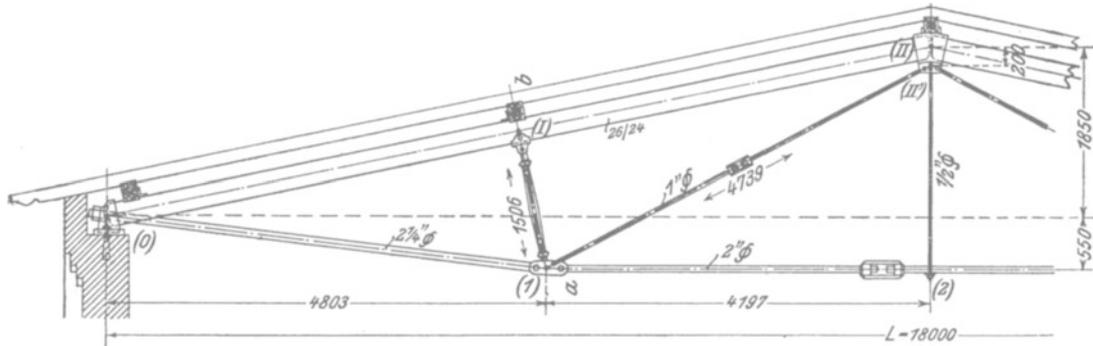


Fig. 337.

der Stab (1)–(II), Fig. 337 im First um 200 mm unterhalb des theoretischen Knotenpunkts in (II') angeschlossen. Dieser exzentrische Anschluß ist ohne Bedeutung, solange die beiden symmetrisch zu (2)–(II) liegenden Diagonalen gleich große Spannkraften erleiden und daher in (II) nur eine lotrechte Resultierende ergeben, was bei voller gleichförmiger Belastung zutrifft. Ungleiche Spannkraften entstehen nur bei einseitiger Wind- und Schneebelastung; sie sind aber meist so klein, daß das durch ihre waagrechten Seitenkräfte in (II) er-

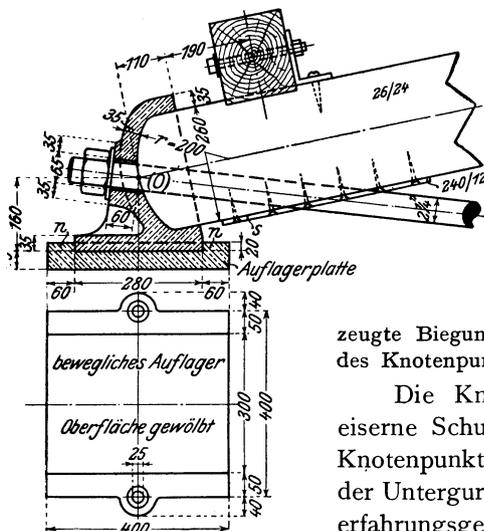


Fig. 338.

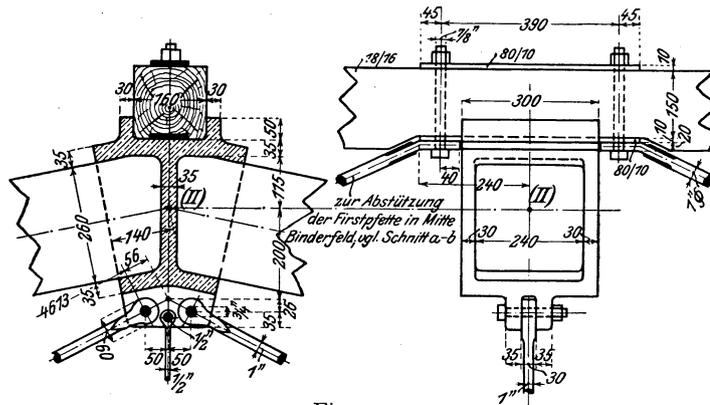


Fig. 339

zeugte Biegemoment durch eine entsprechend kräftige Ausbildung des Knotenpunkts (Fig. 339) unschwer aufgenommen werden kann.

Die Knotenpunkte des Obergurts werden durch gußeiserne Schuhe gebildet, wie in den Fig. 338 bis 340 für die Knotenpunkte (0) bis (II) dargestellt. Bei Punkt (0) durchdringt der Untergurtstab (0)–(1) den Obergurt (Fig. 338); das hierbei erfahrungsgemäß leicht eintretende Aufspleißen der unteren Holzfasern wird zweckmäßig durch eine aufgeschraubte Eisenplatte (s in Fig. 338) verhindert. Der Auflagerschuh in Punkt (0) liegt auf der eigentlichen Auflagerplatte, die nur beim festen Auflager mit den Vorsprüngen n (Fig. 338) versehen ist.

Die Knotenpunkte des Untergurts werden durch doppelte Knotenbleche (Fig. 341) gebildet, an die sich die einzelnen Stäbe mit zweischnittigen Bolzen anschließen. Um die Biegungsbeanspruchung dieser Bolzen in engen Grenzen zu halten, wird der Lichtraum i zwischen den Knotenblechen nur gerade so groß gewählt, wie es die Übertragung der Kräfte und der zulässige Lochleibungsdruck fordern. Die Stärke der Knotenbleche ist mindestens so groß zu wählen, daß jeder Querschnitt bei Abzug der Bolzenlöcher die größte in ihm auftretende Stabkraft ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung aufnehmen kann.

γ) Querverbindungen. Wegen der geringen Seitensteifigkeit der Rundeisen sind die Knotenpunkte des Untergurts in besonderem Maße der Gefahr des Ausbiegens aus der senkrechten Binderebene ausgesetzt. Daher ist es bei Spannweiten von mehr als 10 bis 12 m erforderlich, in den Ebenen der Vertikalstäbe Querverbindungen zwischen den benachbarten Bindern anzuordnen, deren konstruktive Durchbildung aus Fig. 340^a hervorgeht. Dienen diese Querverbindungen wie in Fig. 340^a gleichzeitig zur Unterstützung der Pfetten, so sind sie in allen Binderfeldern anzuordnen; tragen sich die Pfetten dagegen von Binder zu Binder frei, so genügt es, abwechselnd zwischen je zwei Bindern Querverbände einzuschalten.

b) Eisenbeton-Eisen-Binder. Die Dachkonstruktion besteht aus einem in Eisenbeton hergestellten, außen mit doppelter Asphaltpappe abgedichteten Kappengewölbe (Fig. 342), dessen Pfeil zu $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{6}$, am besten $\frac{1}{5}$ der Spannweite gewählt wird. Die zur Aufnahme und zum Ausgleich des Gewölbeschubs erforderliche, aus Längsträgern und Ankern (Fig. 262 bis 264) bestehende Ankerkonstruktion wird in Flußeisen hergestellt. Wegen ihrer vollständigen Wasser-, Tropf- und Wärmesicherheit sowie wegen

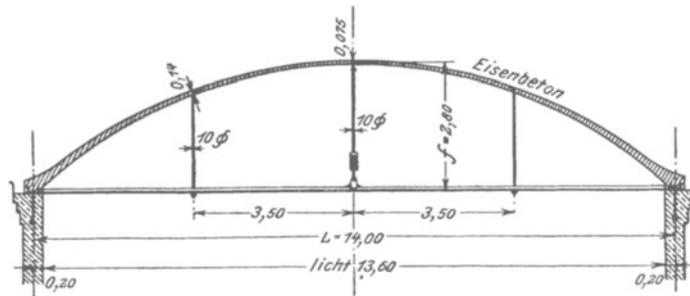
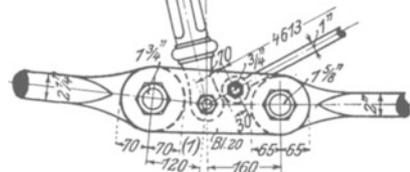
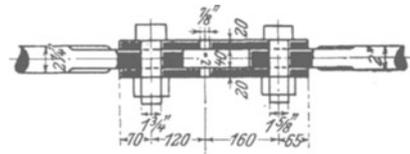
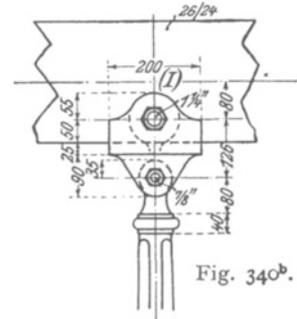
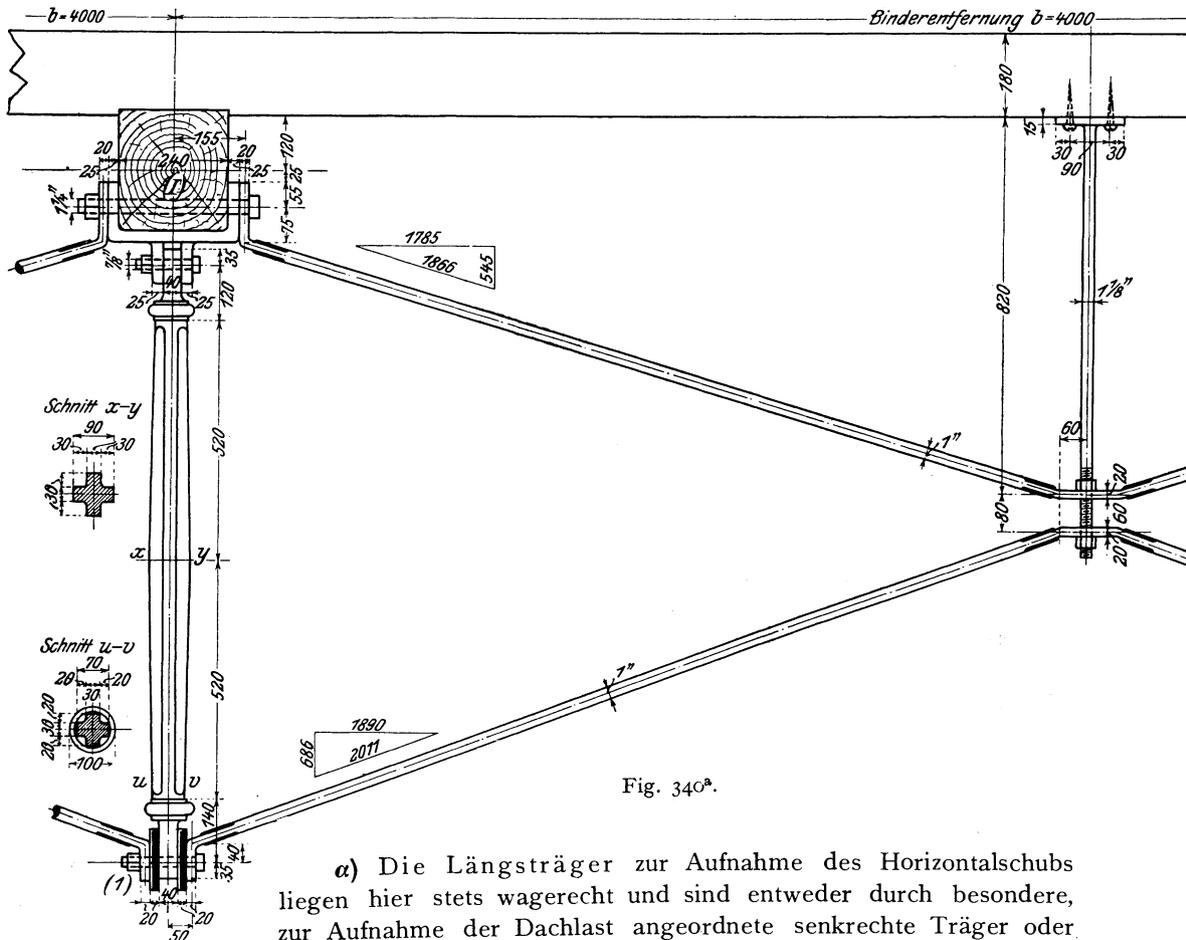


Fig. 342.

ihrer Unempfindlichkeit gegen von außen her übertragenes Feuer sind diese Dächer für reine Nutzbauten von großer Bedeutung; dazu bedarf es nur der Ummantelung der Anker, um auch vom Innenraum her Feuersicherheit zu erzielen.

Fig. 340^a.

α) Die Längsträger zur Aufnahme des Horizontalschubs liegen hier stets wagerecht und sind entweder durch besondere, zur Aufnahme der Dachlast angeordnete senkrechte Träger oder aber unmittelbar von den durchlaufenden Seitenmauern unterstützt und mit diesen zum Schutz gegen Verschieben in Entfernungen von 2,0 bis 4,0 m durch 0,5 bis 1,0 m lange Maueranker von 16 bis 20 mm ϕ verbunden (Fig. 343^b). Sie erhalten \perp - und nur bei sehr großen Ankerentfernungen (*a* Fig. 262) H -förmigen Querschnitt; der äußere Flansch ist oben mit einem Winkeleisen 30·30·4 bis 45·45·5 (Fig. 343^b, 344, 345) gesäumt, um das Herauspringen der Eiseneinlagen des Gewölbes beim Stampfen des Betons zu verhindern. Der Stoß wird stets an dem Angriffspunkt eines Ankers angeordnet; hier ist das Moment gleich Null und es genügt daher zur Stoßdeckung ein über (Fig. 343^c) oder unter (Fig. 345) den Steg gelegtes Flacheisen.

Aufgabe 70. Die Anker der in Fig. 342 dargestellten Dachkonstruktion sind nach Fig. 263 mit $a = 5,4$ m gegabelt angeordnet. Der größte Horizontalschub aus ständiger Schnee- und Windlast beträgt $H_{max} = 2810$ kg für 1 m Gewölbekbreite. Es sind die Anker und Längsträger zu berechnen. $k = 1000$ kg/qcm.

Auflösung. 1. Die Längsträger erhalten als über 6 Felder von je 1,8 m Weite ununterbrochen durchlaufende Träger mit $Z = 5,4 \cdot 2810 = 15200$ kg (vgl. Gl. 49^a) nach Gl. 52^a das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 15200 \cdot \frac{5,4}{72} = 912$ mkg und nach Gl. 52^b die Längskraft $L = \frac{15200}{3} = 5100$ kg; das an der Giebelwand um 0,9 m überkragende Ende (Fig. 343^a)

c) Die Schräganker erhalten nach Gl. 49° die Zugkraft $S = \frac{5060}{\sin 45^\circ} = 7200 \text{ kg}$. Das gewählte, in beiden Schenkeln angeschlossene $\sphericalangle 75 \cdot 75 \cdot 8$ hat $F = 11,5 - 2,0 \cdot 0,8 = 9,9 \text{ qcm}$, daher $\sigma = \frac{7200}{9,9} = 740 \text{ kg/qcm}$.

β) Die Anker dienen zum Ausgleich des auf die Längsträger wirkenden Gewölbeschubs.

Gerade Anker nach Fig. 262 erhalten je nach der Größe der Spannweite meist eine Ankerentfernung $a = 2,0$ bis $4,0$ m und runden Querschnitt (Fig. 344). Müssen aber die Anker mit Rücksicht auf die Feuersicherheit oder auf die Rostbildung (in Räumen mit stark säurehaltiger Luft) oder endlich auf die Tropfsicherheit ummantelt werden, so wählt man zur Verminderung der Ummantelungskosten Ankerentfernungen bis zu $10,0$ m und \sphericalangle -, $\sphericalangle\sphericalangle$ - oder \sphericalangle -förmige Ankerquerschnitte (Fig. 345); für die Längsträger kommen dann wegen der großen Biegemomente nur I-I -Eisen in Betracht.

Gabelanker nach Fig. 263 und 264 erhalten Entfernungen $a = 4,5$ bis $7,5$ m und durchweg \sphericalangle -, $\sphericalangle\sphericalangle$ -, \sphericalangle - oder \sphericalangle -förmigen Querschnitt.

Alle Anker werden zur Vermeidung einer zu großen Durchbiegung in Abständen von $2,5$ bis $4,0$ m durch Flach-eisen (Fig. 344^a) oder Rundeisen von 10 bis $13 \text{ mm } \phi$ (Fig. 344^b, 346, 347)

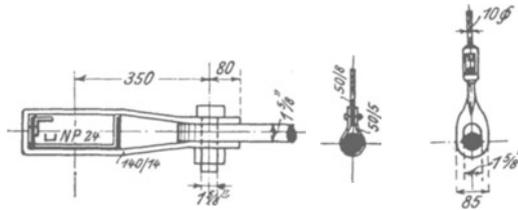


Fig. 344.

Fig. 344^a. Fig. 344^b.

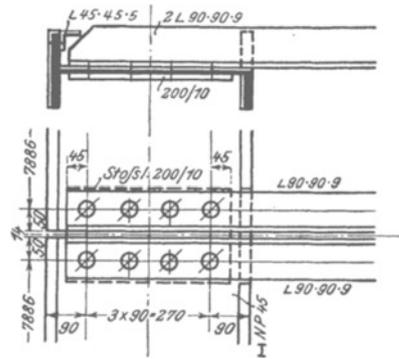


Fig. 345.

am Gewölbe aufgehängt; diese „Hängestangen“ werden durch Umbiegen, bei Flacheisen auch mit durchgesteckten Splinten an den Eiseneinlagen des Betongewölbes befestigt.

Jeder Anker muß zur Regelung seiner Länge und Höhenlage mit einer

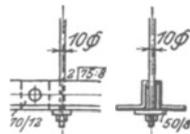


Fig. 346.

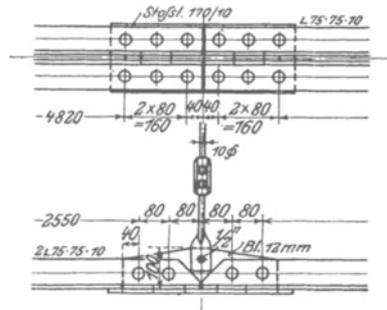


Fig. 347.

Anspannvorrichtung versehen sein; diese liegt entweder im Anker selbst, wie z. B. das Spannschloß beim Rundeisenanker, oder aber in den Hängestangen; diese sind dann entweder am unteren Ende mit Gewinde und Mutter (Fig. 346) oder aber mit einem besonderen Spannschloß versehen (Fig. 344^b und 347). Der Anschluß der

Anker an die Längsträger erfolgt bei Rundeisenankern durch schlaufenförmige Flacheisen (Fig. 344), deren Querschnittsabmessungen mit Rücksicht auf die durch das Abbiegen entstehenden zusätzlichen Biegebungsbeanspruchungen reichlich zu wählen sind; profilmörmige Anker schließen sich entweder unmittelbar (Fig. 345) oder mit Knotenblechen von 8 bis 12 mm Stärke (Fig. 343) an den Steg an. Bei mehr als etwa 8 m Länge wird die Anordnung eines Stoßes erforderlich, der zweckmäßig in Ankermitte liegt. Bei Rundeisen bildet das Spannschloß die natürliche Stoßstelle; profilmörmige Anker werden durch senkrechte und wagerechte Flacheisen gestoßen, wie in Fig. 347 für den Stoß des Hauptankers der Aufg. 70 dargestellt.

V. Der Windverband.

a) Die Diagonalen des Windverbands werden meist gekreuzt angeordnet (Fig. 261) und aus einem Winkel- und einem Flacheisen, bei größeren Binderweiten besser nur aus Winkeleisen hergestellt. Je nach der Größe der Spannweite L und Fachweite a (Fig. 261) wählt man Winkeleisen von 65 bis 100 mm Schenkelbreite, noch besser zur Verringerung der Durchbiegung ungleichschenklige Winkeleisen 75 · 50 · 7 bis 120 · 80 · 12, deren größerer Schenkel

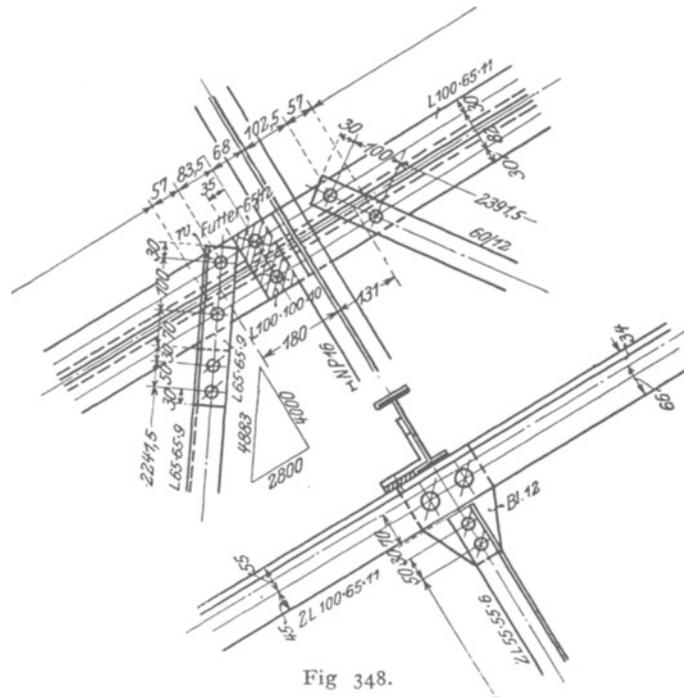


Fig 348.

lotrecht steht; Flacheisen gibt man die kleinste durch den Durchmesser der Anschlußniete bestimmte Breite bei größerer Stärke, etwa $\frac{65}{10}$ bis $\frac{100}{16}$. Diagonalen von mehr als 3,5 bis 4,0 m Länge werden zur Verringerung der Durchbiegung durch Flach- oder Rundeisen an Sparren, Pfetten oder Dachdeckung aufgehängt.

b) Bei kleineren Dachkonstruktionen legt man wohl die Diagonalen unmittelbar auf den Obergurt (Fig. 324 und 348), wobei für den Anschluß der Winkelprofile Hilfswinkel (w in Fig. 348) erforderlich werden; die Mittellinien

der Diagonalen schneiden sich hierbei nicht im zugehörigen Knotenpunkt. Um diese Forderung zu erfüllen, werden die Diagonalen bei größeren Konstruktionen mit besonderen, 8 bis 10 mm starken Knotenblechen angeschlossen (Fig. 334 und 335), die auf oder unter die Schenkel des Obergurts gelegt und im First abgebogen werden (Fig. 322); der Anschluß der Flacheisen an diese Windverbandknotenbleche muß mit mindestens 2, der der Winkeleisen mit mindestens 3 Nieten von 16 bis 23 mm ϕ erfolgen.

Dient der Windverband zur Übertragung der auf Längs- und Giebelwände wirkenden Winddrücke (vgl. 8. Kap.), so erfolgt seine Querschnittsbestimmung nach den für die Fachwerkträger aufgestellten Regeln.

Achtes Kapitel.

Fachwerkwände.

I. Konstruktion der Fachwerkwände.

1. Die einzelnen Teile

einer Fachwerkwand (Fig. 349) sind: die Schwelle a , die entweder ihrer ganzen Länge nach durch Mauern oder Träger oder aber nur in einzelnen Punkten unterstützt ist; ihr parallel läuft das zur Auflagerung der Decken- bzw. Dachkonstruktion dienende Rähm b ; beide sind durch die Ständer oder Pfosten c miteinander verbunden, die entweder nach Fig. 349 alle gleich-

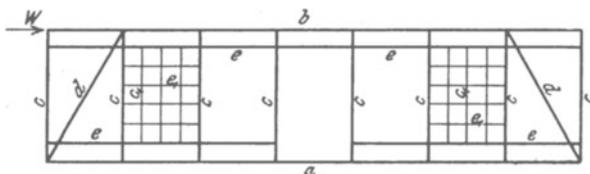


Fig. 349.

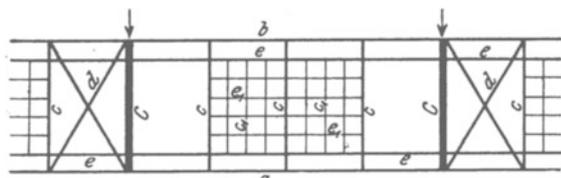


Fig. 350.

artig ausgebildet sind oder aber nach Fig. 350 in die Hauptpfosten C zur Aufnahme der Deckenunterzüge bzw. Dachbinder und in die Zwischenpfosten c zerfallen, die, in 1,0 bis 2,5 m Entfernung angeordnet, nur zur Unterteilung der Wandfläche dienen; denselben Zweck haben die in 1,0 bis 2,0 m Höhenentfernung angeordneten wagerechten Riegel e , die gleichzeitig die Tür- und Fensteröffnungen nach oben und unten begrenzen. Um die durch Schwelle, Rähm und Pfosten gebildeten Rechtecke gegen Verschieben in der Wandebene zu sichern, werden endlich die Streben d einfach (Fig. 349) oder kreuzförmig (Fig. 350) eingezogen.

Die Vorteile der eisernen Fachwerkwände sind: geringe Stärke, daher gute Raumaussnutzung; große Tragfähigkeit, die nicht an die Erhärtungszeit des Mörtels gebunden ist, daher Abkürzung der Bauzeit; endlich die Möglichkeit, die Wand durch Lösen der Schraubenverbindungen schnell und billig abzubauen und an anderer Stelle wieder aufzurichten, daher leichte Vergrößerung des Innenraums.

artig ausgebildet sind oder aber nach Fig. 350 in die Hauptpfosten C zur Aufnahme der Deckenunterzüge bzw. Dachbinder und in die Zwischenpfosten c zerfallen, die, in 1,0 bis 2,5 m Entfernung angeordnet, nur zur Unterteilung der Wandfläche dienen; denselben Zweck haben die in 1,0 bis 2,0 m Höhenentfernung angeordneten wagerechten Riegel e , die gleich-

2. Die Ausfüllung

der Fachwerkwände erfolgt entweder in Mauerwerk oder aber in Wellblech bzw. Glas.

a) Ausfüllung in Mauerwerk. *a)* Bei beiderseits verputzten Innenwänden erhalten alle Teile **H**- bzw. **L**-förmigen Querschnitt, in der Regel NP. 14, seltener NP. 12; Ständer und Streben schließen sich an Schwelle und Rähm, die Riegel aber an die durchgehenden Pfosten an. Um ein Ausarbeiten der Flanschen an den Anschlußstellen zu vermeiden, werden

die anschließenden Teile senkrecht zu ihrer Achse abgeschnitten und durch ungleichschenklige Winkel angenietet bzw. angeschraubt, wie es in Fig. 351 für den Anschluß des

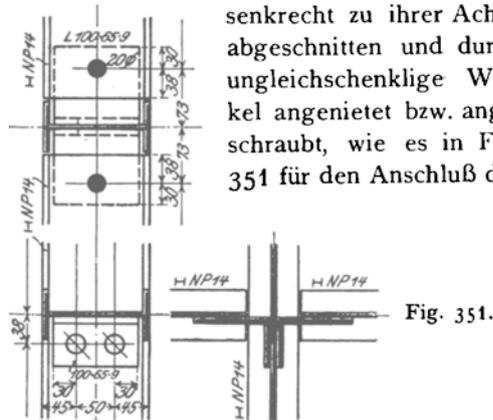


Fig. 351.

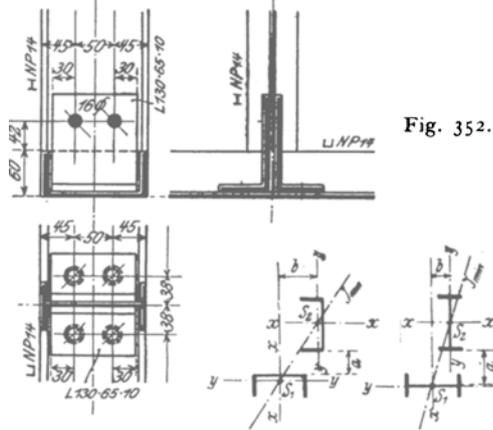


Fig. 352.

Fig. 353.

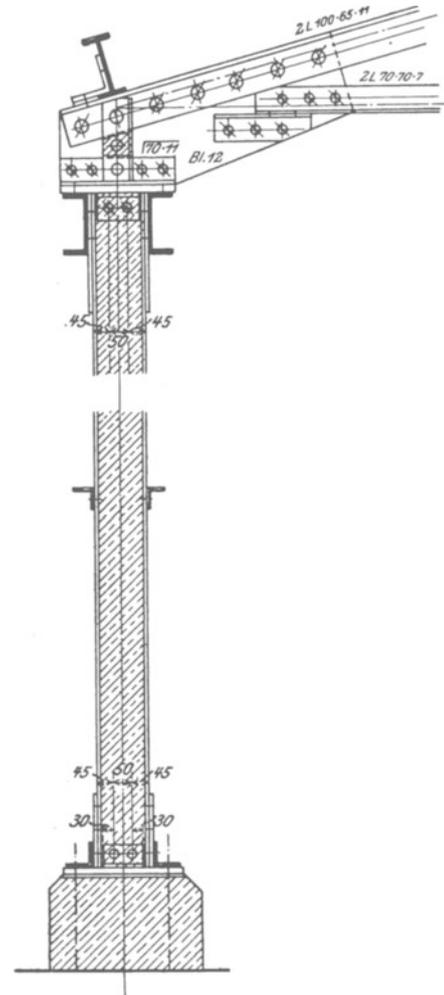


Fig. 354.

Riegels an den Pfosten, in Fig. 352 für den Anschluß des Pfostens an die Schwelle zeigt.

Bei den für die Eckpfosten gebräuchlichen, nach Fig. 353 aus 2 **L**- oder **H**-Eisen gleichen Profils zusammengesetzten Querschnitten ist die Verbindungslinie der Einzelschwerpunkte S_1 und S_2 diejenige Trägheitshauptachse, für die das kleinste Trägheitsmoment eintritt, und zwar ist, ganz unabhängig von der Größe der Abstände a und b (die meist = 0 sind) $J_{min} = J_x + J_y$, wo J_x und J_y die Hauptträgheitsmomente des Einzelprofils sind.

Die Riegel werden auch aus Flacheisen von 50 bis 80 mm Breite und 5 bis 8 mm Stärke gebildet, die in den Lagerfugen in Zementmörtel verlegt werden.

β) Bei Außenwänden reiner Nutzbauten erhalten meist nur die Ständer, seltener die Streben \perp - oder \perp -förmigen Querschnitt, während alle übrigen Glieder der Wand aus beiderseits außen vorgelegten \perp - oder \perp -Eisen bestehen (Fig. 354).

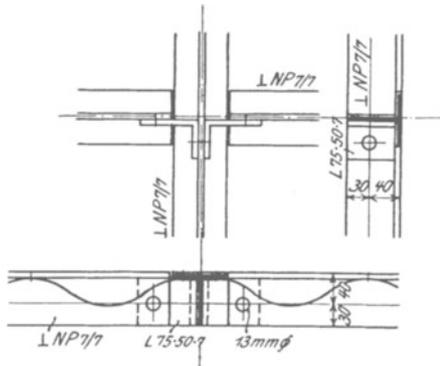


Fig. 355.

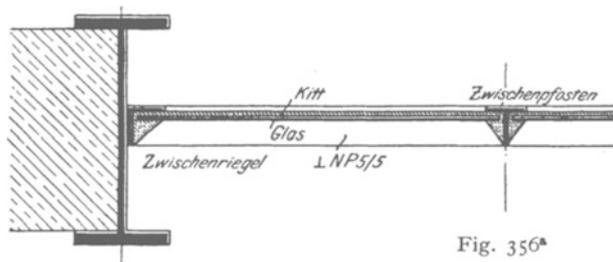
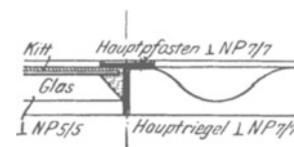
Sind Hauptpfosten C vorhanden, so werden sie entweder kastenförmig in annähernd gleicher Steghöhe wie die Zwischenpfosten c oder aber mit größerer Steghöhe \perp - oder kastenförmig ausgebildet; in beiden Fällen erfolgt ihre Berechnung und Konstruktion als Säulen nach den Regeln des 4. Kap. Wird das Rähm dabei durch zwischen den Hauptpfosten angreifende Unterzug- oder Binderlasten beansprucht, so ist

es biegefest aus 2 \perp -Eisen (Fig. 354) oder als Fachwerkträger (Fig. 359^a) auszubilden.

Die einzelnen Wandglieder sind außer für die senkrechten Lasten noch für einen wagerechten Winddruck von 125 bzw. 150 kg/qm zu berechnen.

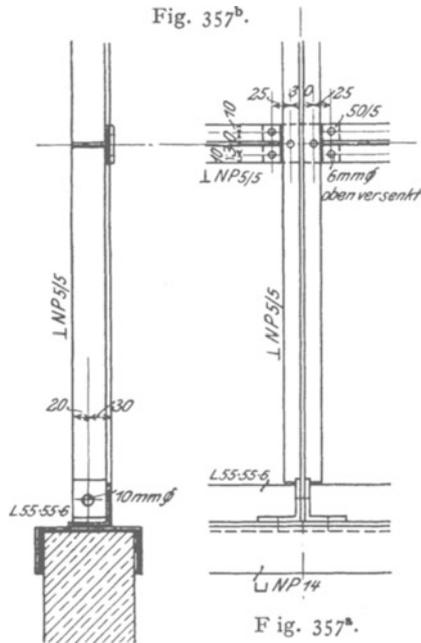
b) **Ausfüllung in Wellblech oder Glas.** Sämtliche Teile der Wand werden in der Regel aus \perp - oder \perp -Eisen gebildet. Auch hier erfolgt der gegenseitige Anschluß zur Vermeidung des Abarbeitens der Flanschen mit ungleichschenkligen Winkeleisen (Fig. 355).

Bei Wellblechausfüllung genügt bei Freilagen bis zu 2,5 m zur Aufnahme des wagerechten Winddrucks von 150 kg/qm das Profil 150 · 40 · 1 mm,

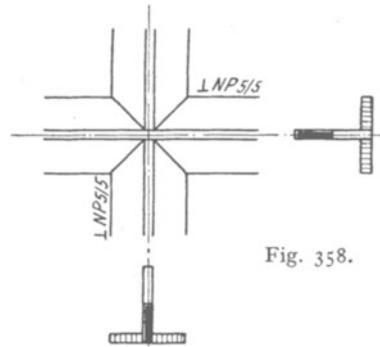
Fig. 356^aFig. 356^b.

das in den Wellentälern an die wagerechten Wandteile durch Niete von 6 bis 8 mm ϕ angeschlossen wird.

Zur Glasausfüllung wird geblasenes Rohglas oder Drahtglas verwendet; die Glastafeln werden meist quadratisch mit 0,48 bis 0,6 m Seitenlänge ausgeführt. Dadurch wird eine Unterteilung der zu verglasenden Flächen durch Zwischenpfosten c_1 und Zwischenriegel e_1 (Fig. 349, 350 und 356) erforderlich, deren Anschluß aneinander entweder durch Winkeleisenstücke (Fig. 357^a) oder durch Flacheisenlaschen (Fig. 357^b) oder endlich durch Überschneiden (Fig. 358)



erfolgt. Statt dessen können in die zu verglasenden Fache auch fertige Fenster aus Guß- oder Flußeisen eingesetzt werden, für die dann an Pfosten und Riegeln



Anschläge aus Winkeleisen vorzusehen sind. Der Anschluß der Glasflächen an die Ausfüllung in Mauerwerk und Wellblech ist in Fig. 356^a und 356^b dargestellt.

II. Berechnung der Fachwerkgebäude gegen Winddruck.

1. Der Winddruck auf die Längswand

kann in zweierlei Weise in die Fundamente übertragen werden, nämlich entweder unmittelbar an jedem Hauptpfosten, der hier kurz Säule heißt, oder aber unter Einschaltung eines Windträgers nur an den die Giebelwände begrenzenden Eckpfosten.

a) **Windübertragung an jedem Hauptpfosten.** Je zwei gegenüberliegende Säulen sind durch den Binder zu einem Ganzen miteinander verbunden und übertragen den auf sie entfallenden Winddruck gemeinsam in die Fundamente. In diesen sind sie entweder nach Fig. 359^b eingespannt oder aber nach Fig. 359^{c u. d} gelenkig aufgelagert.

Das ebene Fachwerk Fig. 359^b ist bei $n=4$ Knotenpunkten (A, B, C, D) durch $s=3$ Stäbe bzw. Scheiben (AC, CD, DB) und $w=2$ Winkel (A, B) bestimmt; es ist daher wegen $z=3+2=5=2n-3$ in sich unverschieblich; zu seiner vollständigen Stützung sind 3 Stützdrücke erforderlich; da aber 2 Linienauflager (A, B) mit $a=2 \times 2=4$ voneinander unabhängigen Stützdrücken vorhanden sind, ist es einfach äußerlich statisch unbestimmt. Dasselbe gilt für die in sich unverschieblichen Fachwerke Fig. 359^{c u. d}, für die $z=s=1$ (Scheibe $ACDB$), $n=2$ (A, B), $z=1=2n-3$, $a=4$ ist. Als statisch unbestimmte Größe wird zweckmäßig in Fig. 359^b der wagerechte Druck X zwischen den Gelenken C und D , in Fig. 359^{c u. d} aber der wagerechte Gegenruck X des rechten Linienauflagers B eingeführt.

Ist b die Binderentfernung, $B=mb$ die Säulenentfernung. (Fig. 359^{a u. e}), h die Höhe der durch Ausmauerung oder Verglasung geschlossenen Längswand, f die Binderhöhe, α der Dachneigungswinkel, w der Winddruck für 1 qm senkrecht getroffener Fläche, so entfällt auf ein Säulenpaar von der Längswand her der über die Höhe h gleichmäßig verteilte Winddruck $\mathfrak{W} = wBh$, von der Dachkonstruktion her aber der wagerechte Winddruck $\mathfrak{W}_1 = wfB \sin^2 \alpha$, den man als Einzellast am Kopf des windseits gelegenen Ständers einführen darf.

Es können nun entweder alle Binder durch je ein Ständerpaar gestützt werden, so daß also die Säulenentfernung B gleich der Binderentfernung b ist, oder aber nur einzelne Binder, so daß B gleich einem Vielfachen von b ist ($B = mb$ in Fig. 359^{a u. e}); im letzteren Fall werden die senkrechten Stützdrücke der zwischen den Ständern liegenden Binder unmittelbar durch das biegungsfest oder als Fachwerkträger ausgebildete Rähm, hier auch Längs-

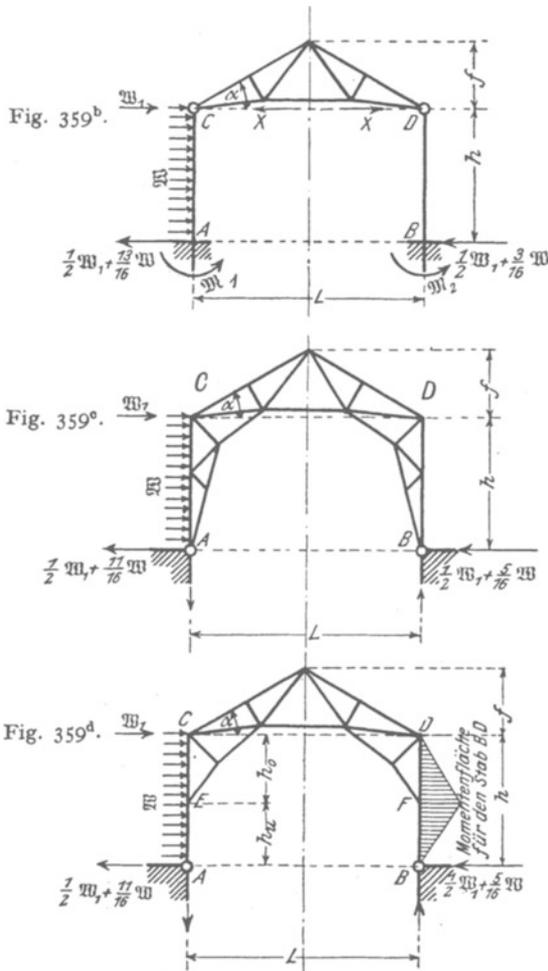


Fig. 359^a.

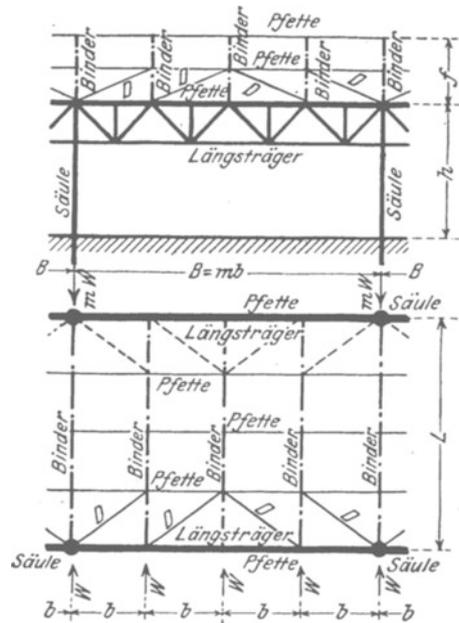


Fig. 359^e.

träger genannt, auf die benachbarten Säulen übertragen; die Übertragung der wagerechten Stützdrücke erfordert aber die Einschaltung eines meist in der schrägen Obergurtebene liegenden Windträgers, dessen Gurtungen durch die Pfetten gebildet werden und dessen Diagonalen D (Fig. 359^{a u. e}) teilweise auch gleichzeitig Glieder des in

Fig. 359 nicht eingezeichneten Windverbands sein können; dieser Windträger von der Stützweite B ist nach den unter b) gegebenen Regeln zu berechnen.

a) Einspannung der Säulen nach Fig. 359^b. Bei der praktisch stets zulässigen Vernachlässigung der Formänderungsarbeit der Binderstäbe müssen die beiden Kopfpunkte C und D eine gleich große wagerechte Durchbiegung erleiden, so daß sich aus der Gleichung $(\mathfrak{B}_1 - X) \frac{h^3}{3EJ} + \mathfrak{B} \frac{h^3}{8EJ} = X \frac{h^3}{3EJ}$, in der $\frac{E}{J}$ das für beide Ständer gleich große $\frac{\text{Elastizitätsmaß}}{\text{Trägheitsmoment}}$ bedeutet, die statisch unbestimmte Größe X zu

$$58) \quad X = \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1 + \frac{5}{16} \mathfrak{M}$$

ergibt; damit berechnet sich das Spannungsmoment auf der Wind
Leeseite zu

$$59) \quad \frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{M}_2} = \frac{(\frac{5}{16} \mathfrak{M} + \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1) h}{(\frac{3}{16} \mathfrak{M} + \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1) h}$$

Ändert sich die Temperatur in allen Binderstäben um t^0 , so verschiebt sich jeder der Punkte C und D wagerecht um $\frac{1}{2} \varepsilon t L$; der Widerstand X_t , den die Säulen dieser Verschiebung entgegensetzen, berechnet sich unter den gemachten Voraussetzungen aus der Gleichung $\frac{1}{2} \varepsilon t L = X_t \frac{h^3}{3 E J}$ zu $X_t = \frac{3}{2} \varepsilon E t J \frac{L}{h^3}$; sein Pfeil ist bei einer Temperaturerhöhung nach innen gerichtet; er erzeugt in den Ständern die Spannungsmomente $\mathfrak{M}_1' = -\mathfrak{M}_2' = -\frac{3}{2} \varepsilon E t J \frac{L}{h^2}$. Als Grenzen der Wärmeschwankungen ist bei offenen Hallen $t = \pm 35^0$ C, bei ringsum geschlossenen Gebäuden $t = \pm 20^0$ C gegen die mittlere Aufstellungstemperatur von 10^0 C anzunehmen.

Endlich entsteht noch durch die senkrechte Belastung des Binders wegen seiner beiderseits festen Verbindung mit den Säulen ein auf diese nach außen wirkender Horizontalschub X_s , der die Spannungsmomente $\mathfrak{M}_1'' = -\mathfrak{M}_2'' = -X_s h$ erzeugt.

Der Einfluß der nach außen wirkenden Kräfte X_t und X_s darf bei geschlossenen Hallen immer dann vernachlässigt werden, wenn beide Ständer gleich stark ausgeführt sind, weil er für den durch den Wind am stärksten beanspruchten Ständer AC entlastend wirkt; seine belastende Wirkung für den windab gelegenen Ständer BD wird durch das hier viel kleinere Windmoment \mathfrak{M}_2 ausgeglichen.

Der Binder ist durch die Windkräfte nach Fig. 276 und außerdem durch die beiden Einzellasten $X' = \frac{3}{16} \mathfrak{M} + X_t + X_s$ belastet¹⁾. Der Einfluß dieser Zusatzkräfte X' auf die Spannkkräfte des Binders darf in der Regel vernachlässigt werden; nur ist in jedem Falle zu beachten, daß sie im Untergurt Druckspannungen erzeugen, die bei leichten Dächern die durch ständige Last und Wind erzeugten Zugkräfte überschreiten

können und dann eine Sicherung der Untergurtnotenpunkte gegen Ausknicken aus der Binderebene heraus erfordern.

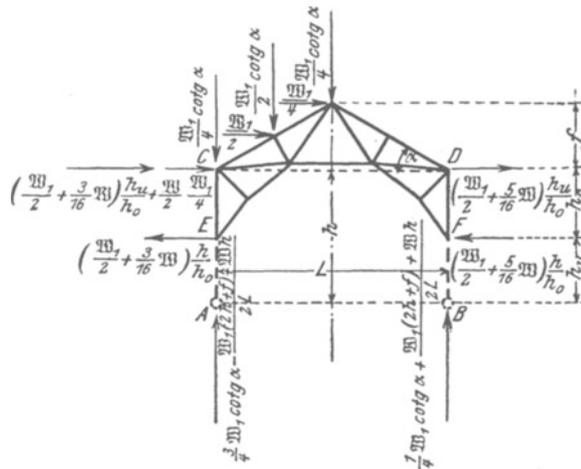


Fig. 359^f.

β) Gelenkauflagerung der Säulen nach Fig. 359^{e u. d}. Die Säulen sind entweder nach Fig. 359^e über die ganze Höhe h oder nach Fig. 359^d nur über einen Teil h_0 der Gesamthöhe fachwerkförmig gegliedert. Für die vorläufige Berechnung der zur Ermittlung des statisch unbestimmten wagerechten Gegendrucks X des Auflagers B erforderlichen Quer-

schnittsabmessungen kann man in beiden Fällen angenähert $X = \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1 + \frac{5}{16} \mathfrak{M}$ einführen, X_t und X_s aber vernachlässigen. Für die Anordnung nach Fig. 359^e ergeben sich dann die Spannkkräfte unmittelbar durch Zeichnen eines Kräfteplans,

¹⁾ Bei positivem X_t ist bei der Berechnung von X_s die Schneelast nicht zu berücksichtigen, da eine Temperaturerhöhung über 10^0 und Schneefall nicht gleichzeitig auftreten.

nachdem man vorher \mathfrak{B} auf die Knotenpunkte des Ständers AC , \mathfrak{B}_1 auf die der windseits gelegenen Dachfläche verteilt hat. Bei der Anordnung nach Fig. 359^d hat man zunächst den Ständer AC als einen in E und C gestützten, gleichmäßig mit \mathfrak{B} und im Endpunkt A mit $\frac{1}{2}\mathfrak{B}_1 + \frac{11}{16}\mathfrak{B}$ belasteten Kragträger zu betrachten, dessen Stützdrücke mit umgekehrtem Pfeil als Knotenlasten in E und C auf den fachwerkförmigen Teil (Fig. 359^f) wirken; dasselbe gilt von den Stützdrücken des in F und D gelagerten, im Endpunkt B mit $\frac{1}{2}\mathfrak{B}_1 + \frac{5}{16}\mathfrak{B}$ belasteten Kragträgers BD . Fügt man noch die durch den Wind erzeugten senkrechten Binder-

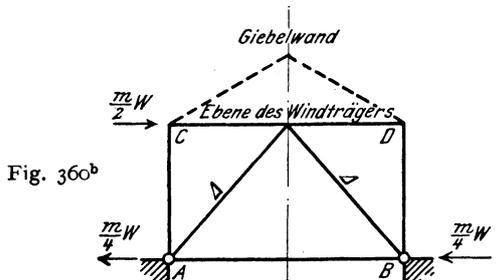


Fig. 360^b

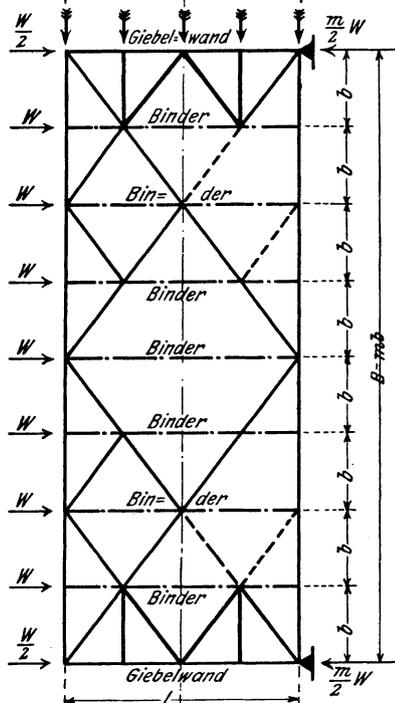


Fig. 360^a

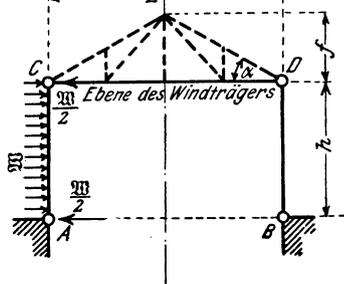


Fig. 360^c

die in den Stäben AC und BD wirksamen Biegemomente zu berücksichtigen.

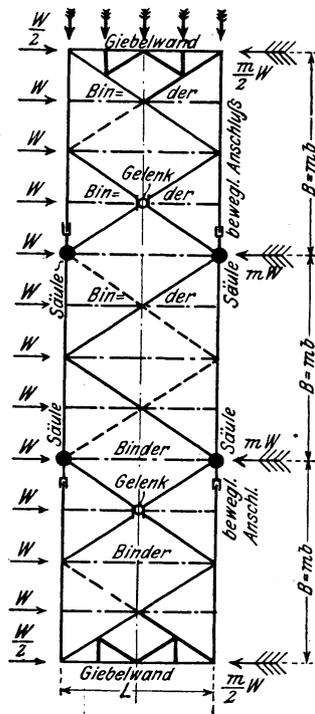


Fig. 361.

lasten hinzu, die sich nach Fig. 276 aus der Gesamtlast $\mathfrak{B}_1 \cotg \alpha$ berechnen, so erhält man die in Fig. 359^f angegebene Gesamtbelastung des fachwerkförmigen Teils, aus der sich die Spannkkräfte zeichnerisch oder rechnerisch ermitteln lassen. Bei der Querschnittsbestimmung hat man

b) Anordnung eines Windträgers. Der Windträger bildet einen in der Binderuntergurtebene liegenden Parallelträger von der Spannweite $B = mb$, der in den Giebelwänden aufgelagert und in seinen Knotenpunkten, d. s. die Binderauflagerpunkte mit den Windkräften $W = \frac{1}{2}wbh + wbf \sin^2 \alpha = wb(\frac{1}{2}h + f \sin^2 \alpha)$ belastet ist (Fig. 360^a). Der auf eine Giebelwand entfallende Stützdruck $N = \frac{1}{2} \Sigma W = \frac{m}{2} W$ (Fig. 360^b) wird durch die als Fachwerkträger auf 2 Stützen ausgebildete Wand in die Fundamente übertragen; ist die Anordnung durchlaufender Streben (A Fig. 360^b) wegen der erforderlichen Durchfahröffnungen nicht möglich, so wird die Giebelwand nach Fig. 359^c oder ^d ausgebildet (vgl. Fig. 365^b). Die Pfosten der Längswand sind meist unter jedem Binderauflagerpunkt angeordnet und gegenüber dem Winddruck als Träger auf 2 Stützen (A und C Fig. 360^e) für das größte Windmoment $M_w = \frac{1}{8}wbh^2$, gegenüber den senkrechten Lasten aber als Säulen zu berechnen.

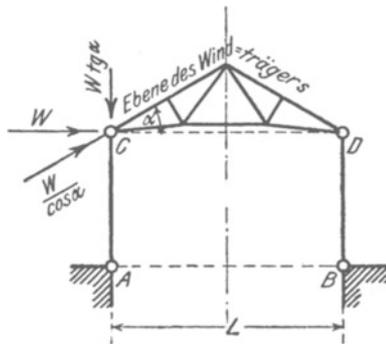


Fig. 362.

Bei großer Gebäudelänge werden außer den Giebelwänden noch ein oder mehrere, nach Fig. 359^{b, c} oder ^d ausgebildete Ständerpaare als Stützpunkte für den Windträger benutzt, um zu große Querschnittsabmessungen zu vermeiden (Fig. 361). Um dann gleichzeitig der freien Längsbeweglichkeit der Konstruktion bei Wärmeschwankungen Rechnung zu tragen, wird der Windträger mit in der Längsrichtung des Gebäudes beweglichen Gelenken versehen, die dann auch den längsverschieblichen Anschluß der Gurtungen in dem betreffenden Feld bedingen; die Ausbildung eines solchen Gelenks erfolgt grundsätzlich entsprechend Fig. 100 (vgl. auch Fig. 504).

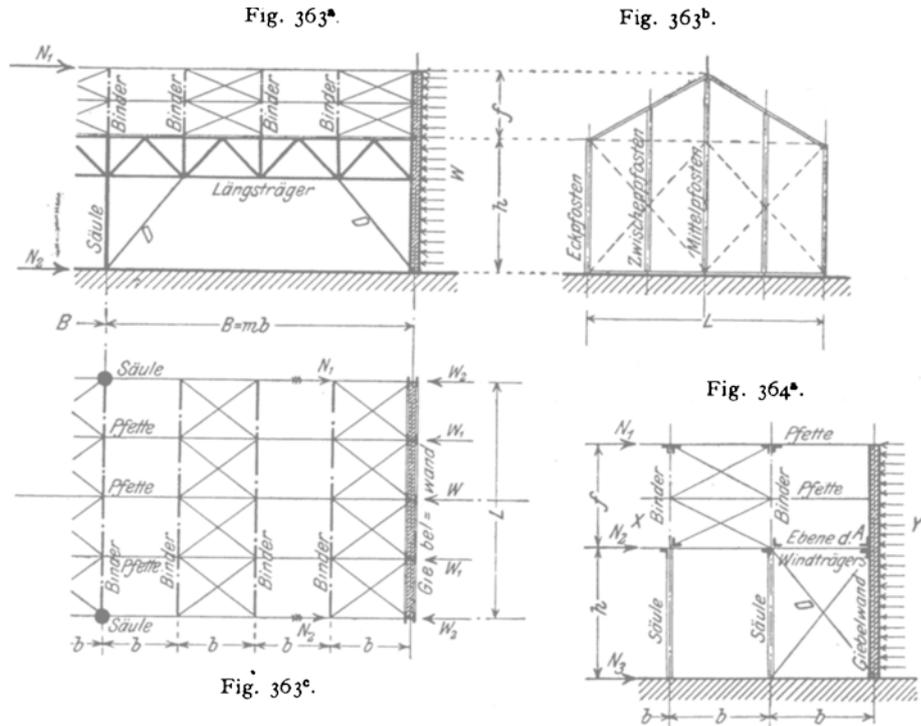
Liegt der Windträger in der schrägen Obergurtebene, so hat man die wagerechten Knotenlasten W in die den Windträger belastenden Seitenkräfte $\frac{W}{\cos \alpha}$ und in die von den Ständern aufzunehmenden Seitenkräfte $W \operatorname{tg} \alpha$ zu zerlegen (Fig. 362).

2. Der Winddruck auf die Giebelwand

wird von den Pfosten (Fig. 363^b) aufgenommen und teils in die untere Schwelle und durch diese in das Fundament, teils auf den der Wand am nächsten liegenden Windverband der Dachkonstruktion (Fig. 363^e), durch diesen auf die Säulenköpfe und von dort endlich durch die in den Längswänden angeordneten Streben (D Fig. 363^a) in die Fundamente übertragen. Die Pfosten der Giebelwand bilden hierbei Träger auf 2 Stützen, deren Spannweite für den am ungünstigsten beanspruchten mittleren Pfosten $h + f$ beträgt; ist \mathfrak{B} der gesamte auf diesen Pfosten treffende Winddruck, den man unter Vernachlässigung der am oberen Ende dreieckförmig abnehmenden Belastungsbreite als gleichförmig verteilt einführen darf, so berechnet sich sein Windmoment zu $M_w = \frac{1}{8} \mathfrak{B} (h + f)$.

Dieses Moment erfordert bei großen Gebäudehöhen h beträchtliche Pfostenquerschnitte; es ist dann zweckmäßig, in der Ebene des Binderuntergurts einen besonderen Windträger anzuordnen (Fig. 364, vgl. auch Fig. 360 und 361), der die Spannweite der Pfosten auf das Maß h verkleinert und die auf ihn von den Pfosten übertragenen wagerechten Stützdrücke als Parallel-

träger (Fig. 364^b) auf die Längswände und durch die in diesen angeordneten Streben (*D* Fig. 363^a) in die Fundamente überträgt.



Um bei besonders großem *h* eine günstigere Unterteilung der ganzen Pfostenlänge $h + f$ zu erzielen, wird der Windträger nach Fig. 365 unterhalb des Binderuntergurts angeordnet. Seine innere Gurtung (*A* Fig. 365^a) wird dann zur Vermeidung der Durchbiegung durch das eigene Gewicht entweder an den Binderknotenpunkten oder durch besondere Streben (*Z* Fig. 365^a) an der Giebelwand selbst aufgehängt. Statt des einen können im Bedarfsfalle auch mehrere Windträger in passenden Höhenentfernungen übereinander angeordnet werden.

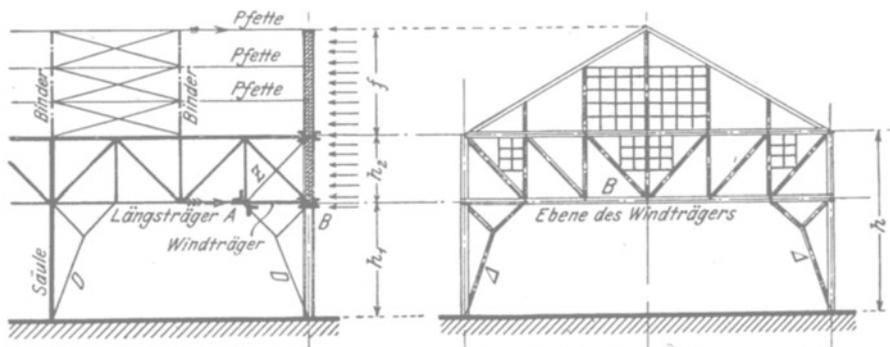
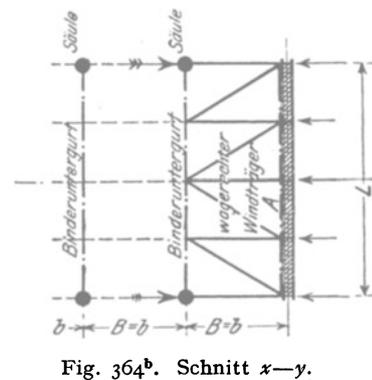


Fig. 365^a.

Fig. 365^b.

Bei unten offenen Hallen (Fig. 365^b) muß das Gewicht der Giebelwand durch einen besonderen Parallelträger aufgenommen werden, dessen untere Gurtung B dann gleichzeitig den Obergurt des Windträgers bilden kann. Ist mit einer späteren Erweiterung des Gebäudes zu rechnen, so wird statt dessen in der Ebene der Giebelwand ein Binder angeordnet, der dann das Eigengewicht der Wand aufzunehmen hat.

Neuntes Kapitel.

Treppen.

Die einzelnen Teile einer eisernen Treppe (Fig. 366) sind:

1. Die Stufen, entweder volle Blockstufen oder in die senkrechten Setz- und die wagerechten Trittstufen aufgelöst. Die Breite b des Auftritts ist mit der Steigung s durch die Gleichung $2s + b = 63$ cm verbunden; hierin ist für $\begin{matrix} \text{viel} \\ \text{wenig} \end{matrix}$ begangene Treppen $s = \begin{matrix} 16 \text{ bis } 18 \text{ cm} \\ \leq 24 \text{ cm} \end{matrix}$, für leiterförmige Treppen $s \leq 30$ cm. Zur Unterstützung der Stufen dienen

2. die Wangen, die entweder ganz unterhalb der Stufen liegen (aufgesattelte Treppe, Fig. 366 links) oder aber in gleicher Höhe mit den Stufen (eingeschobene Treppe, Fig. 366 rechts). Die Entfernung der Wangen voneinander, d. i. die Treppenbreite B , beträgt für $\begin{matrix} \text{viel} \\ \text{wenig} \end{matrix}$ begangene Treppen $\begin{matrix} \text{min. } 1,2 \text{ m} \\ 0,5 \text{ bis } 0,6 \text{ m} \end{matrix}$, für leiterförmige 0,25 bis 0,4 m. Die Wangen werden durch

3. die Podestträger unterstützt, die die Podeste begrenzen, das sind Ruheplätze; deren Länge gleich einem Vielfachen der Schrittweite von 0,6 m gemacht wird und zwischen denen bei häufig begangenen Treppen mindestens 3, höchstens 15 Stufen liegen,

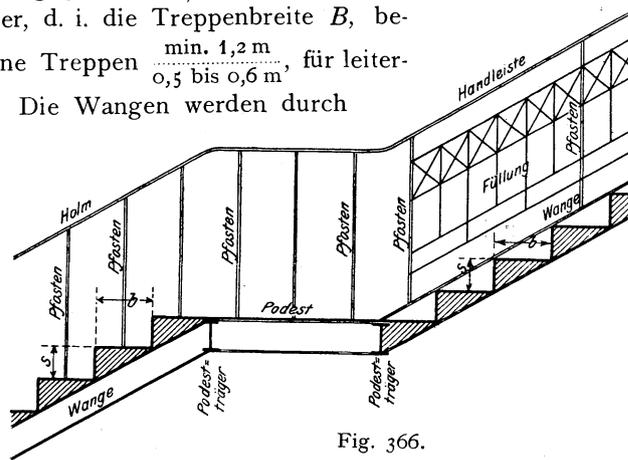


Fig. 366.

den, die zusammen einen Treppenlauf bilden. Je nach der Form der Treppenläufe teilt man die Treppen in gerade, gewundene und Wendeltreppen (Fig. 378). An der freien Seite eines jeden Treppenlaufs und Podests befindet sich ein

4. Geländer, das aus der Handleiste (oder Holm) und den diese tragenden Pfeosten besteht; diese sind entweder eng (Fig. 366 links) oder aber weit (Fig. 366 rechts) gestellt und erfordern dann zum Schutz gegen Durchfallen eine aus Zwischenpfeosten und Riegeln einfach oder verziert ausgeführte Geländerfüllung.

A. Berechnung der Treppen.

Der Berechnung sind folgende Belastungen zugrunde zu legen:

- lotrecht:** a) die in jedem Fall besonders zu ermittelnde ständige Last;
 b) die Nutzlast, die für $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangene Treppen $\frac{500}{250}$ kg/qm beträgt; für leiterförmige Treppen genügt die Berücksichtigung einer Einzellast von $\frac{400}{200}$ kg für die $\frac{\text{Wangen}}{\text{Stufen}}$;
 c) bei im Freien liegenden Treppen die Schneelast von 75 kg/qm Grundriß;
wagerecht: a) eine am Holm angreifende gleichförmig verteilte Geländerlast, die bei $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangenen Treppen zu $\frac{100 \text{ bis } 120}{60 \text{ bis } 80}$ kg/m Grundrißlänge einzuführen ist;
 b) bei im Freien liegenden Treppen der Winddruck.

1. Die Trittstufe bildet einen Träger auf 2 Stützen, dessen Spannweite bei $\frac{\text{fehlenden}}{\text{vorhandenen}}$ Setzstufen gleich der $\frac{\text{Treppenbreite } B}{\text{Trittbreite } b}$ ist.

2. Die Setzstufe bildet einen Träger auf 2 Stützen, dessen Spannweite gleich der Treppenbreite B ist.

3. Die Wange bildet einen schrägliegenden Träger auf 2 Stützen nach Fig. 33^b, dessen wagerecht gemessene Spannweite L gleich der Entfernung der sie tragenden Podestträger ist.

Die Wangen werden in der Regel an beiden Endpunkten fest an die Podestträger angeschlossen (Fig. 367); jede Wange ist dann äußerlich einfach statisch unbestimmt; denn bei $s = 1$ Stab (AB), $n = 2$ Knotenpunkten (A und B) ist die Bedingung $z = 1 = 2n - 3$ für die innere Unverschieblichkeit vorhanden, so daß zur vollständigen Stützung 3 Stützdrücke genügen, während 4 vorhanden sind; eine Treppenanlage mit r Wangen ist daher insgesamt r fach statisch unbestimmt.

Führt man für die Wange AB (Fig. 367) den Horizontalschub H_I als statisch unbestimmte Größe ein, so ergeben sich die Stützdrücke zu $\frac{N_I'}{N_I''} = 0,5 Q_I \pm H_I \operatorname{tg} \alpha$ und man erkennt leicht, daß die nur lotrecht belastete Wange ohne Rücksicht auf H_I nach Fig. 33^b berechnet werden darf.

4. Der Podestträger ist belastet:

lotrecht (Fig. 367^b) mit der gleichförmig verteilten Podestlast Ω und den Stützdrücken N_I'' bzw. N_{II}' der ab- bzw. aufsteigenden Wange;
 wagerecht (Fig. 367^c) mit den Horizontalschüben H_I bzw. H_{II} der ab- bzw. aufsteigenden Wange.

Um zu einem für die praktische Anwendung hinreichend genauen Annäherungswert für den Horizontalschub H_I der Wange AB (Fig. 367) zu gelangen, setzen wir alle Treppenläufe und Podeste voll belastet voraus; soweit diese nicht an den betrachteten Podestträger B (Fig. 367) anschließen, nehmen ihre Einflüsse nach oben und unten rasch ab und gleichen sich wegen ihres wechselnden Vorzeichens zum größten Teil aus. Dann wird $Q_I = Q_{II} = Q$, $N_I'' + N_{II}' = Q$ und $H_I = H_{II} = H$. Ferner ersetzen wir die genauen Belastungszustände Fig. 367^b bzw. 367^c durch die in Fig. 367^{b1} bzw. 367^{c1} dargestellten und setzen endlich den Podestträger B (Fig. 367^d) in wagerechter Richtung als über die ganze Spannweite Ω freitragend voraus. Er erleidet denn in der Mitte

die lotrechte Durchbiegung (Fig. 367^{b1}) $\delta_y = \frac{\Omega^3}{48 E J_x} (Q + \frac{5}{8} \Omega)$ und die wagerechte Durch-

biegung (Fig. 367^{c1}) $\delta_x = \frac{H \Omega^3}{24 E J_y}$; zerlegt man beide parallel und senkrecht zur Wange,

so ergibt sich die in die Richtung der Wange fallende Durchbiegung (Fig. 367^d) zu $\delta_y \sin \alpha - \delta_x \cos \alpha$ und diese muß eine Funktion der durch die Längskräfte erzeugten

Verkürzung der Wangen sein. Da man aber die Wirkung der Längskräfte gegenüber der der Biegemomente vernachlässigen kann, so ergibt sich die Gleichung $\delta_y \sin \alpha - \delta_x \cos \alpha = 0$ und aus ihr bei Einsetzung der gefundenen Werte der Horizontalschub

$$60) \quad H = \frac{1}{2} \frac{J_y}{J_x} (Q + \frac{5}{8} \Delta) \operatorname{tg} \alpha.$$

Da sich nach Fig. 367^{b1} und 367^{c1} die Momente zu $M_y = \frac{\mathcal{Q}}{4} (Q + \frac{1}{2} \Delta)$ und $M_x = \frac{H \mathcal{L}}{2} = \frac{\mathcal{L} \operatorname{tg} \alpha}{4} \frac{J_y}{J_x} (Q + \frac{5}{8} \Delta)$, nach Fig. 367^d aber die Widerstandsmomente zu

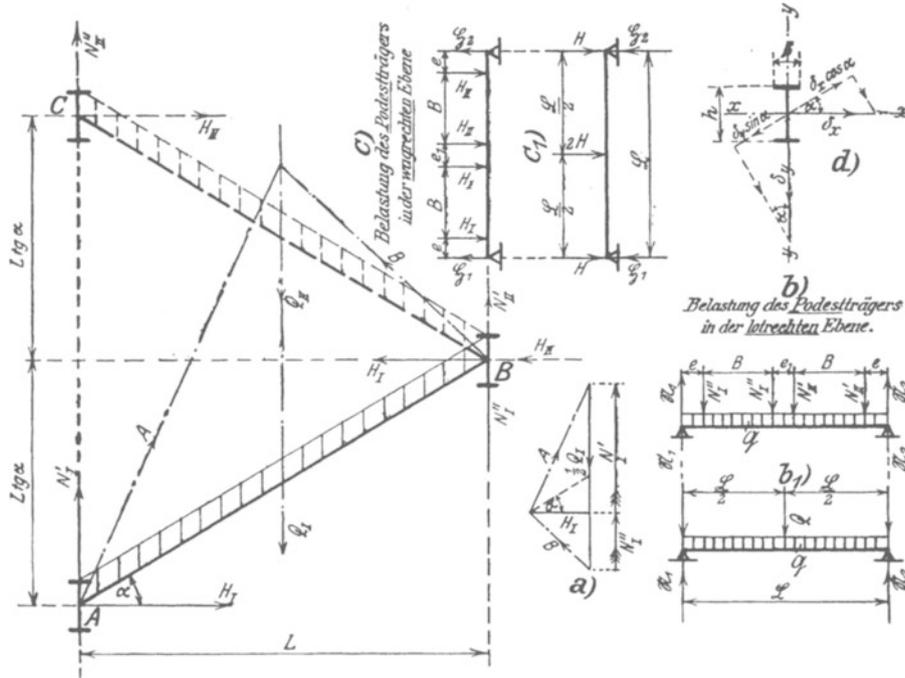


Fig. 367.

$W_x = \frac{2 J_x}{h}$ und $W_y = \frac{2 J_y}{\beta}$ ¹⁾ ergeben, so berechnet sich die größte Spannung im Podestträger zu

$$61) \quad \sigma_{max} = \frac{\mathcal{Q}}{4 W_x} \left\{ Q \left(1 + \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) + \frac{1}{2} \Delta \left(1 + \frac{5}{4} \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) \right\}.$$

Ist z. B. für den aus **H** NP. 22 mit $\beta = 98 \text{ mm}$ und $W_x = 278 \text{ cm}^3$ gebildeten Podestträger die Wangenlast $\frac{Q}{\Delta} = \frac{2500}{2200} \text{ kg}$, $\mathcal{L} = 2,8 \text{ m}$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,6$, so wird $\sigma_{max} = \frac{280}{4 \cdot 278} (2500 \cdot 1,27 + 2200 \cdot 0,67) = 1170 \text{ kg/qcm}$. Bei Vernachlässigung des Horizontalschubs fallen in Gl. 61 die Glieder mit dem Beiwert $\operatorname{tg} \alpha$ fort, und es würde für **H** NP. 20

mit $W_x = 214 \text{ cm}^3$ die größte Beanspruchung $\sigma'_{max} = \frac{280}{4 \cdot 214} (2500 + 1100) = 1180 \text{ kg/qcm}$.

Diese Vernachlässigung ist immer dann gestattet, wenn die ein und dasselbe Podest unterstützenden Podestträger durch ein durchlaufendes Riffelblech oder eine ununterbrochene Beton- bzw. Eisenbetonplatte derart miteinander verbunden sind, daß ihr wagerechter Biegungswiderstand den Horizontalschub auf die Längsmauern zu übertragen vermag.

¹⁾ Ist der Querschnitt des Podestträgers zur y -Achse unsymmetrisch, so ist β gleich dem doppelten Abstand des am weitesten von der y -Achse entfernten Querschnittspunktes; so wäre z. B. für **L** NP. 22 der Wert $\beta = 2(8,0 - 2,1) = 11,8 \text{ cm}$ einzuführen.

2. Rein eiserne Treppen.

Neben flußeisernen Wangen aus I, H, U, Blech- oder Fachwerkträgern kommen bei Ziertreppen auch gußeiserne Wangen zur Verwendung. Die Stufen werden gebildet aus:

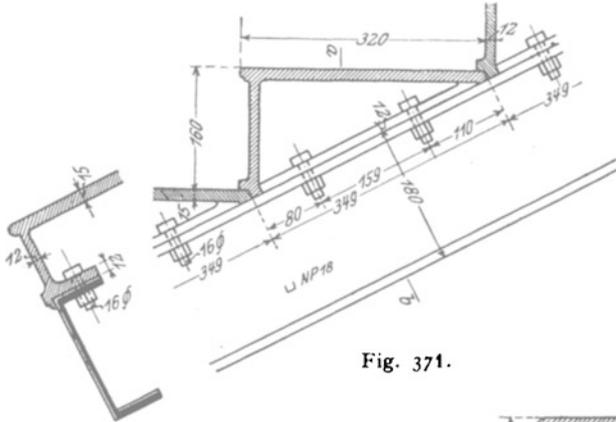


Fig. 371.

a) Gußeisen. Tritt- und Setzstufe werden entweder in einem Stück gegossen und gegenseitig durch Rippen ausgesteift, wie es Fig. 371 für eine

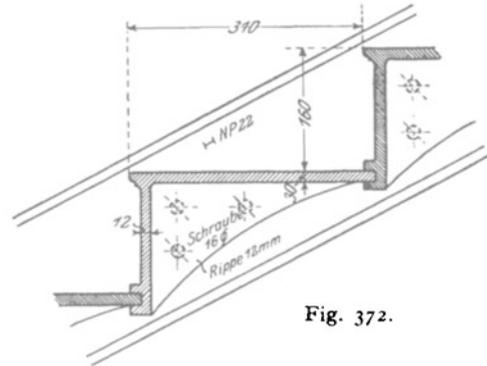


Fig. 372.

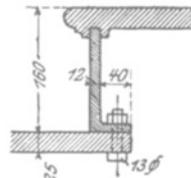


Fig. 373.

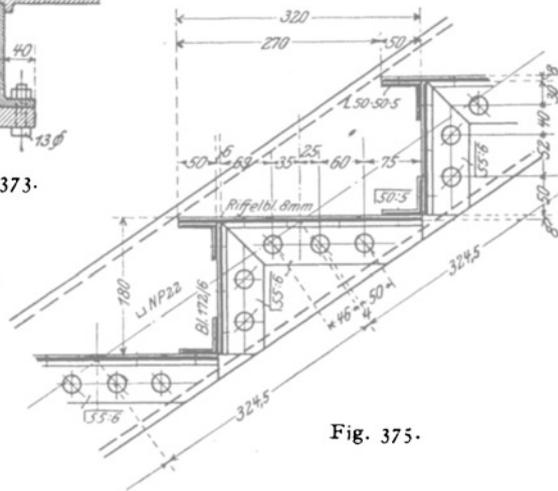


Fig. 375.

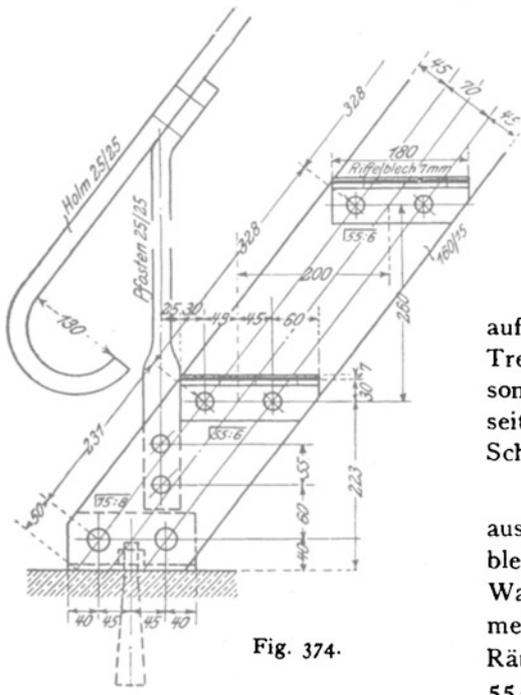


Fig. 374.

aufgesattelte, Fig. 372 für eine eingeschobene Treppe zeigt, oder aber jede für sich gesondert (Fig. 373), wobei dann ihre gegenseitige Verbindung durch Nut und Feder bzw. Schrauben erfolgt.

b) Flußeisen. Die Trittstufen werden aus 6 bis 8 mm (ohne Riffeln) starkem Riffelblech gebildet, das mit Winkeleisen an die Wangen angeschlossen (Fig. 374) und bei mehr als etwa 0,6 m Treppenbreite an den Rändern durch Winkeleisen 45 · 45 · 5 bis 55 · 55 · 8 gesäumt wird. Die Setzstufen fehlen

bei wenig begangenen Nutztreppen oft ganz (Fig. 374); sonst werden sie aus glattem oder durchbrochenem Blech von 4 bis 6 mm Stärke gebildet und an die Trittstufen und Wangen mit Winkeleisen angeschlossen (Fig. 375); bei schwer belasteten, breiten Nutztreppen ist ihre Ausbildung aus \square - oder Z-Eisen (Fig. 376) zur Verminderung der Nietarbeit zweckmäßig.

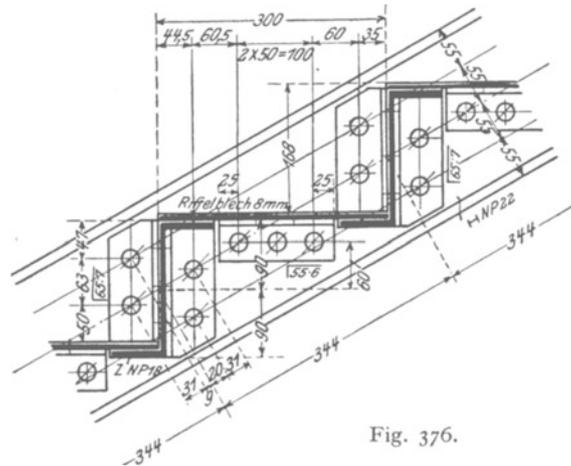


Fig. 376.

Eine besondere Art eiserner Treppen mit fachwerkförmig gegliederten Wangen bilden die Joly-Treppen des Eisenwerks Joly-Wittenberg (Fig. 377). Die Gurtungen a und b der Wangen und Podestträger werden ebenso wie die Diagonalen d aus Flach-eisen geschmiedet; die Vertikalen bestehen aus unten mit Gewinde versehenen Bolzen e , über die zur Sicherung des senkrechten Abstandes aller Teile einfach oder verziert aus

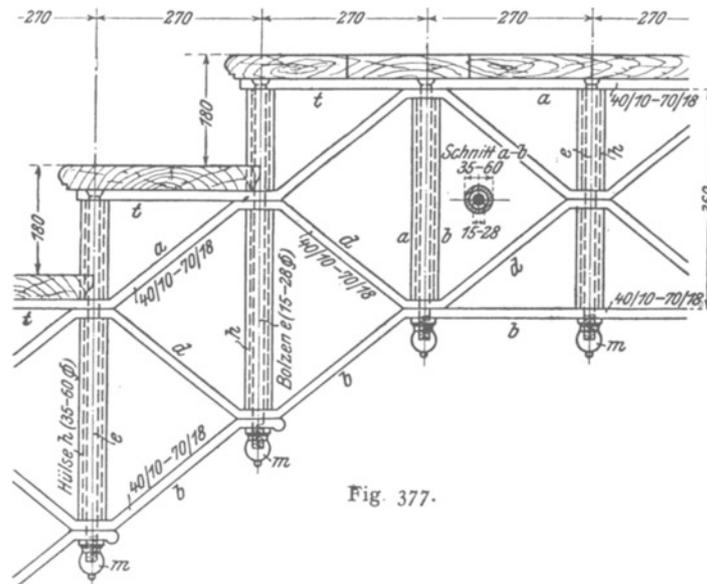


Fig. 377.

Gußeisen hergestellte Hülsen h geschoben sind; das untere Gewinde nimmt die einfach oder verziert ausgeführte Mutter m auf, durch die alle Teile fest zusammengezogen werden. Die aus Holz, Kunststein oder Riffelblech gebildeten Trittstufen ruhen auf den wagerechten Verlängerungen t des Obergurts. Die Setzstufen fehlen bei reinen Nutztreppen wie in Fig. 377 ganz; sonst werden sie aus glattem oder durchbrochenem Blech oder aus Kunstguß hergestellt und in Nuten der Hülsen befestigt.

3. Die Wendeltreppen

(Fig. 378) werden mit 0,6 bis 2,5 m ϕ in Guß- oder Flußeisen hergestellt. Sie bestehen aus der Spindel ϕ (Fig. 378 und 379), die entweder durchlaufend aus Rundeisen von 30 bis 60 mm ϕ oder einem Gasrohr gebildet und am Fuß mit oder ohne Einschaltung eines gußeisernen Auflagerschuhs fest in Mauerwerk oder Beton gelagert ist, oder aber bei gußeisernen Treppen auch aus einzelnen Teilen von der Höhe der Setzstufen zusammengesetzt wird. Über die Spindel sind die nach einem Kreisabschnitt geformten Trittstufen (Fig. 379^a) geschoben, die im Kreismittelpunkt mit einer dem Spindeldurchmesser entsprechenden Bohrung ϕ versehen sind, während die am Umfang angebrachten beiden Bohrungen g zum Durchstecken der Geländerstäbe dienen. Der lotrechte Abstand der Trittstufen wird durch die gerade ausgebildeten Setzstufen (Fig. 379^b) gewahrt, die ebenfalls mit den Bohrungen ϕ und g versehen sind; die Bohrung g erstreckt sich indessen nur über einen Teil der Stufenhöhe, damit das (bei flußeisernen Treppen oft ganz fehlende) Wangenstück (Fig. 379^c), das im Grundriß nach dem Kreisbogen geformt und an den beiden

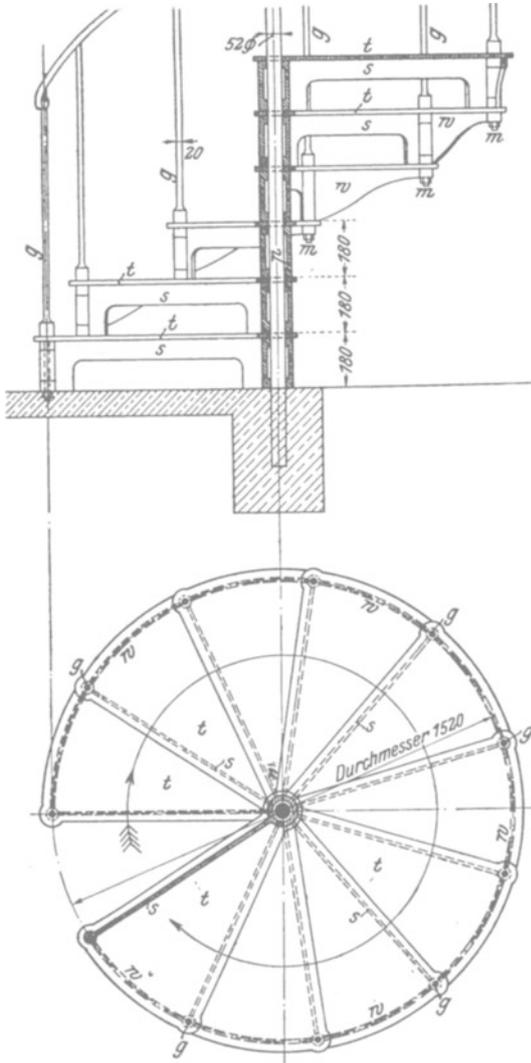
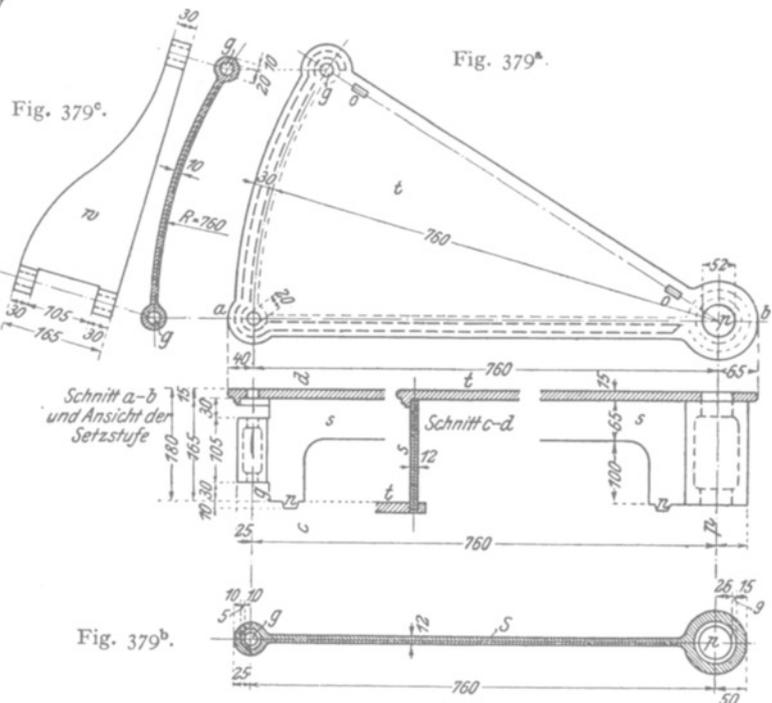


Fig. 378.

Enden mit den Bohrungen g versehen ist, die Setzstufe umfassen kann. Die Geländerpfosten werden durch die in Tritt-, Setzstufe und Wangenstück aufeinanderfallenden Bohrungen g (Fig. 378) gesteckt und unten mit Gewinde versehen, so daß durch Anziehen der Muttern m alle Teile fest zusammengepreßt werden können.

Fig. 379^b.

Dritter Abschnitt.

Der Brückenbau.

Zehntes Kapitel.

Zweck, Einteilung und allgemeine Anordnung.

1. Die eisernen Brücken dienen dazu, bei der Kreuzung zweier, in einer Geraden oder in einer Kurve liegenden Verkehrswege den einen über den anderen wegzuführen. Je nachdem der durch die Brücke überführte Verkehrsweg eine Eisenbahn, eine Straße oder ein Wasserlauf ist, unterscheidet man Eisenbahn-, Straßen- und Kanalbrücken.

Ist der Kreuzungswinkel beider Verkehrswege ein rechter, so heißt die Brücke eine gerade, im Gegenfall eine schiefe.

Gestattet die Brücke den Übergangsverkehr jederzeit, so ist sie eine feste; muß dagegen der Verkehr mit Rücksicht auf den unter der Brücke liegenden Verkehrsweg zeitweilig unterbrochen werden, so ordnet man eine bewegliche Brücke an (Roll-, Zug-, Hub-, Klapp- und Drehbrücken).

2. Die einzelnen Teile einer eisernen Brücke (Fig. 380) sind:

a) **Die Fahrbahndecke** (Straßen- bzw. Eisenbahnoberbau), deren Gesamtbreite in die eigentliche Fahrbahn und die Fußwege zerfällt; erstere fällt bei den nur dem Personenverkehr dienenden Fußgängerbrücken, letztere oft bei Eisenbahnbrücken und bei Straßenbrücken mit geringem Fuhrwerkverkehr (Landstraßenbrücken) ganz fort. Die Fahrbahndecke ist an beiden Seiten durch ein Geländer abgeschlossen.

Je nach der Lage der Fahrbahn unterscheidet man Brücken mit unten (nahe der Untergurtebene Fig. 380^b) und solche mit oben (über oder nahe der Obergurtebene Fig. 380^c) liegender Fahrbahn.

Die Höhe von Oberkante Fahrbahndecke (Schienen- bzw. Straßenoberkante in Brückenmitte) bis zur Unterkante der Konstruktion (*C. U.*) heißt die Bau- oder Konstruktionshöhe der Brücke (*c* in Fig. 380^b u. ^c).

Zur Unterstützung der Fahrbahndecke dient

b) **die Fahrbahntafel**, die aus Holz, Eisen, Beton bzw. Eisenbeton hergestellt und durch

c) **die Längsträger** unterstützt wird, die man Fahrbahn-, Fußweg- oder Randlängsträger nennt, je nachdem sie unterhalb der Fahrbahn oder unterhalb der Fußwege oder an deren Grenzlinien liegen. Sie geben ihre Last an

d) die **Querträger** ab, von denen die die Auflagerpunkte verbindenden die Endquerträger, die übrigen die Zwischenquerträger heißen. Sie schließen sich an

e) die **Hauptträger** an, die endlich die gesamte Brückenlast durch die Auflager auf die Widerlager bzw. Pfeiler übertragen. Je nach der Ausbildung der Hauptträger unterscheidet man vollwandige oder Blechträgerbrücken und Fachwerkbrücken.

Übertragen die Hauptträger bei lotrechter Belastung nur lotrechte Drücke auf ihre Auflagerpunkte, so heißt die Brücke eine Balkenbrücke; treten dagegen bei lotrechter Belastung auch wagerechte Stützdrücke auf, so heißt sie eine Bogenbrücke, wenn der wagerechte Gegendruck der Widerlager nach innen wirkt.

Man unterscheidet Brücken mit zwei und mit mehreren Hauptträgern. Liegt die Fahrbahn unten, so werden stets nur zwei Hauptträger angeordnet, die entweder ganz außerhalb der Fahrbahndecke (Fig. 414) oder aber zwischen Fahrbahn und Fußwegen (Fig. 380^b) liegen, wobei dann die Fußwege durch besondere in der Verlängerung der Querträger liegende Konsolen unterstützt werden. Liegt die Fahrbahn oben, so können sowohl zwei (Fig. 380^c) als auch mehrere (Fig. 433 und 483) Hauptträger angeordnet werden; die Fahrbahndecke ruht dann entweder mit ihrer ganzen Breite oder aber meist nur mit der eigentlichen Fahrbahnbreite unmittelbar auf den Hauptträgern, während die Fußwege ganz oder zum Teil durch Konsolen oder durch besondere, leichter ausgebildete Hauptträger (Fig. 425 und 433) unterstützt sind.

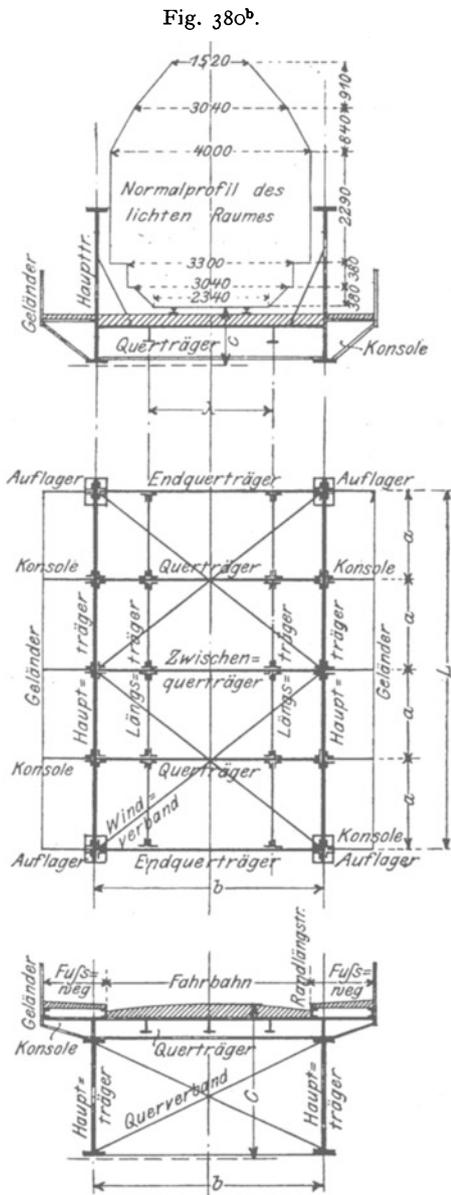


Fig. 380^a.

Fig. 380^c.

Zur Verbindung der Hauptträger zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk dienen.

f) die **Wind- und Querverbände**, deren verschiedene Anordnungen im 3. Kapitel besprochen sind. Sind 2 Windverbände oder aber 1 Wind-

verband und Querverbände in allen Vertikalebene vorhanden (Fig. 67—72), so heißt die Brücke eine geschlossene im Gegensatz zu einer offenen (Fig. 73), bei der 1 Windverband in der Untergurtebene und Querrahmen in allen Vertikalebene angeordnet sind.

Elftes Kapitel.

Eisenbahnbrücken.

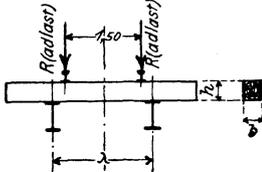
A. Berechnung der Eisenbahnbrücken.

Über Belastungen und zulässige Beanspruchungen vgl. Anhang Zahlen-
tafel IV.

I. Die Fahrbahntafel.

1. Die Querschwellen

aus Holz bilden Träger auf 2 Stützen von der Freilage λ (Fig. 381), deren geringste Breite mit Rücksicht auf die ordnungsmäßige Schienenbefestigung 22 cm beträgt. Bei einer zulässigen Beanspruchung von 75 kg/qcm ergibt sich für



$\lambda =$	1,6	1,7	1,8	1,9	2,0	2,1	2,2	m
$b =$	22	22	24	24	26	28	28	cm
$h =$	16	18	24	26	28	30	32	

Fig. 381.

2. Die Buckelbleche

werden an allen vier Rändern vernietet und erhalten erfahrungsgemäß

bei einer Länge von	1,2	1,5	1,8	2,1	m
eine Stärke unter	der Fahrbahn den Fußwegen				
von					
	5	6	7	7	

Die Stärke der nur an den beiden Langseiten vernieteten Tonnenbleche ist je nach der Freilage um 1 bis 2 mm größer zu wählen.

Tonnen- und Buckelbleche üben an den Auflagern einen nach innen gerichteten Horizontalzug aus, zu dessen Aufnahme die unterstützenden Träger, besonders bei einseitigem Anschluß, in der wagerechten Ebene genügend stark ausgebildet werden müssen.

Die Seitenlänge der Buckelplatten wählt man meist nicht größer als 2,0 m, so daß bei größerer Querträgerentfernung noch Nebenlängs- und -querträger erforderlich werden (Fig. 388 und Aufg. 75).

II. Die Längsträger.

Die Längsträger bilden Balken auf 2 Stützen von der Spannweite a (= Entfernung der Querträger Fig. 380^a). Sie werden belastet durch:

1. Ständige Last,

die sich aus dem Gewicht der Fahrbahndecke, der Fahrbahntafel und des Längsträgers zusammensetzt; vgl. die Angaben der Zahlentafel IV des Anhangs.

2. Verkehrslast.

a) **Zwei Längsträger für ein Gleis.** Fallen Gleis- und Brückenachse zusammen (Fig. 381), so entfällt auf jeden Längsträger die halbe Gleislast. Liegt dagegen in der Krümmung die Gleisachse um das Maß e (Fig. 382) gegen die Brückenachse verschoben, so entfällt unter der Voraussetzung, daß der

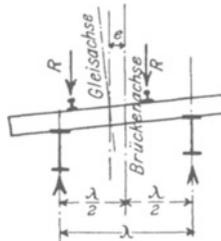


Fig. 382.

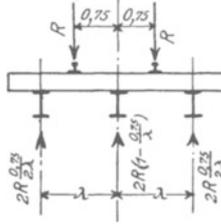


Fig. 383.

Eisenbahnzug auf der Brücke stillsteht, auf den am ungünstigsten belasteten Längsträger das $\left(0,5 + \frac{e}{\lambda}\right)$ fache der Gleislast; auch in diesem Falle werden aber beide Längsträger mit Rücksicht auf die Wirkung der Fliehkraft gleich stark ausgebildet.

b) **Drei Längsträger für ein Gleis.** Fallen Gleis- und Brückenachse zusammen (Fig. 383); so entfällt auf den inneren Längsträger das $\left(1 - \frac{0,75}{\lambda}\right)$ fache, auf jeden äußeren das $\frac{0,75}{2\lambda}$ fache der Gleislast. Liegt die Gleisachse gegen Brückenachse verschoben, so wird die Gleislast wie bei a) nach dem Hebelgesetz auf die 3 Längsträger verteilt.

Sind bei mehrgleisigen Anlagen mehr als 3 Längsträger vorhanden (entsprechend Fig. 433), so wird jeder für die ungünstigste Laststellung berechnet, um in der Anordnung der Gleise ganz unabhängig zu sein.

3. Wagerechte Kräfte.

a) **Der Winddruck.** Mit Rücksicht auf die verhältnismäßig geringe Höhe der Längsträger selbst genügt es, nur die Eisenbahnfahrzeuge, d. h. ein Rechteck von 3 m Höhe als vom Wind (150 kg/qm) getroffen einzuführen. Der gesamte auf die Länge a entfallende Winddruck berechnet sich dann zu $\mathfrak{W} = 3,0 \cdot a \cdot 150 = 450 a$ und erzeugt das Moment

$$62) \quad \mathfrak{M}_w = \frac{450}{8} a^2,$$

das auf alle an der Windübertragung beteiligten Längsträger zu gleichen Teilen verteilt werden darf,

Bei Fachweiten $a > 2,5$ m ordnet man bei Querschwellenoberbau zwischen den Obergurten der Längsträger einen wagerechten Verband an, um die durch den Wind erzeugten Biegemomente herabzumindern. Für den in Fig. 384 dargestellten Fall berechnet sich das größte Windmoment für jeden der beiden Längsträger zu

$$\mathfrak{M}_w = \frac{1}{2} \cdot \frac{450}{8} \left(\frac{a}{2}\right)^2 = \frac{450}{64} a^2.$$

Die Berechnung des wagerechten Verbandes erfolgt unter Annahme einer in seiner Mitte wirkenden Einzellast $P=4,0\text{ t}$, die in der Horizontalen die Spannkraft $\pm 4,0\text{ t}$, in der Diagonalen die Spannkraft $\pm \frac{2,0}{\sin \alpha}\text{ t}$ erzeugt, wenn α ihr Neigungswinkel gegen die Querträgerachse ist.

Bei Brücken mit Tonnen- oder Buckelblechbelag erübrigt sich die Berücksichtigung der wagerechten Kräfte, da der Belag sie als vollwandiger Verband unmittelbar auf die Querträger überführt.

b) Die Fliehkraft. Ist M_{max} das nach Zahlentafel IV des Anhangs für die Spannweite L des Hauptträgers berechnete größte Moment durch die Verkehrslast für ein Gleis, so berechnet sich diejenige gleichförmig verteilte Last p , die in Hauptträgermitte ein gleich großes Moment erzeugen würde, aus der Gleichung $\frac{1}{8}pL^2 = M_{max}$ zu

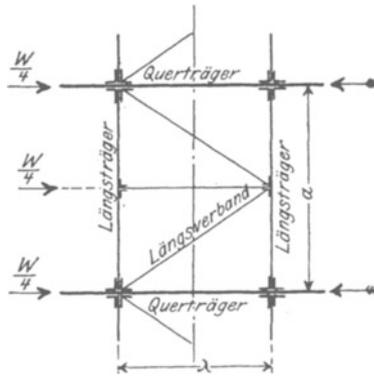


Fig. 384.

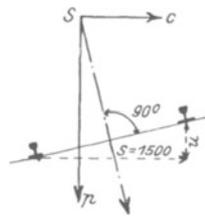


Fig. 385.

$$63) \quad p = \frac{8 M_{max}}{L^2}.$$

Ist nun (Fig. 385) u die Schienenüberhöhung, $s=1,5\text{ m}$ die Schienenentfernung, so ergibt sich die durch die Fliehkraft erzeugte wagerechte gleichförmig verteilte Belastung zu

$$64) \quad c = p \frac{u}{s}.$$

Aufgabe 71. Wie groß ist die Fliehkraft bei der in Fig. 386 in Aufsicht, Grundriß und Querschnitt dargestellten Fachwerkbrücke von $L=28,0\text{ m}$ Spannweite?

Auflösung. Nach Zahlentafel IV des Anhangs ist für Lastenzug $\frac{A}{B} : M_{max} = \frac{728,2}{855,4}\text{ mt}$, daher nach Gl. 63: $p = \frac{8 \cdot 728,2 : 28,0^2}{8 \cdot 855,4 : 28,0^2} = \frac{7,43}{8,73}\text{ t/m}$, folglich mit $u=100\text{ mm}$ nach Gl. 64: $c = \frac{7,43 \cdot 0,1 : 1,5}{8,73 \cdot 0,1 : 1,5} = \frac{0,50}{0,58}\text{ t/m}$.

Das Moment im Längsträger berechnet sich wie bei a), indem der Zahlenwert 450 kg/m durch $c\text{ kg/m}$ ersetzt wird, kann aber immer dann vernachlässigt werden, wenn die Längsträger unter der Voraussetzung eines auf der Brücke stillstehenden Zuges (Fig. 382) berechnet werden.

Da Wind und Fliehkraft in Schwerpunkt S der Fahrzeuge (Fig. 385) angreifen, der $1,5\text{ m}$ über Schienenoberkante (S.O.) anzunehmen ist, so ergeben sie auf Längsträgeroberkante bezogen ein Drehmoment, das den windab gelegenen Längsträger in senkrechter Richtung be-, den andern entlastet. Diese Vergrößerung der senkrechten Belastung des einen Längsträgers ist bei der Querschnittsbestimmung nur dann zu berücksichtigen, wenn sie den Wert von 10 v. H. der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr überschreitet, was für die Längsträger nur ganz ausnahmsweise eintritt.

c) Die Bremskraft und der **Anfahrwiderstand** beanspruchten die Längsträger in ihrer Längsachse auf Zug oder Druck; ihr Einfluß darf bei der Querschnittsbestimmung vernachlässigt werden, erfordert dagegen Berücksichtigung bei der Berechnung der Anschlußniete bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen. Über die Größe vgl. III, 3 b.

d) Die Seitenstöße der Verkehrslast entziehen sich der Berechnung und werden bei ein- und zweigleisigen geraden Brücken durch eine an der ersten Lokomotivachse angreifende wagerechte Einzellast $P=4,0$ bis $6,0$ t,

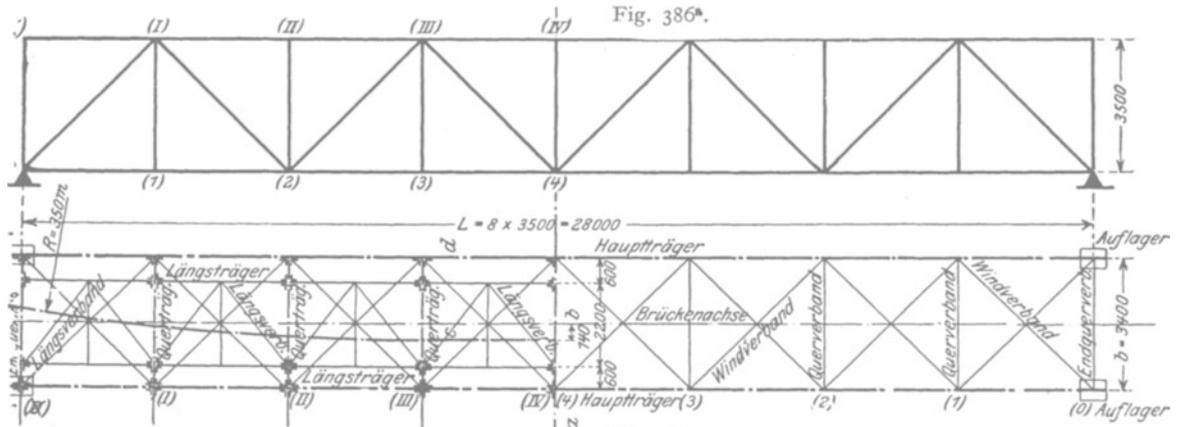


Fig. 386^b.

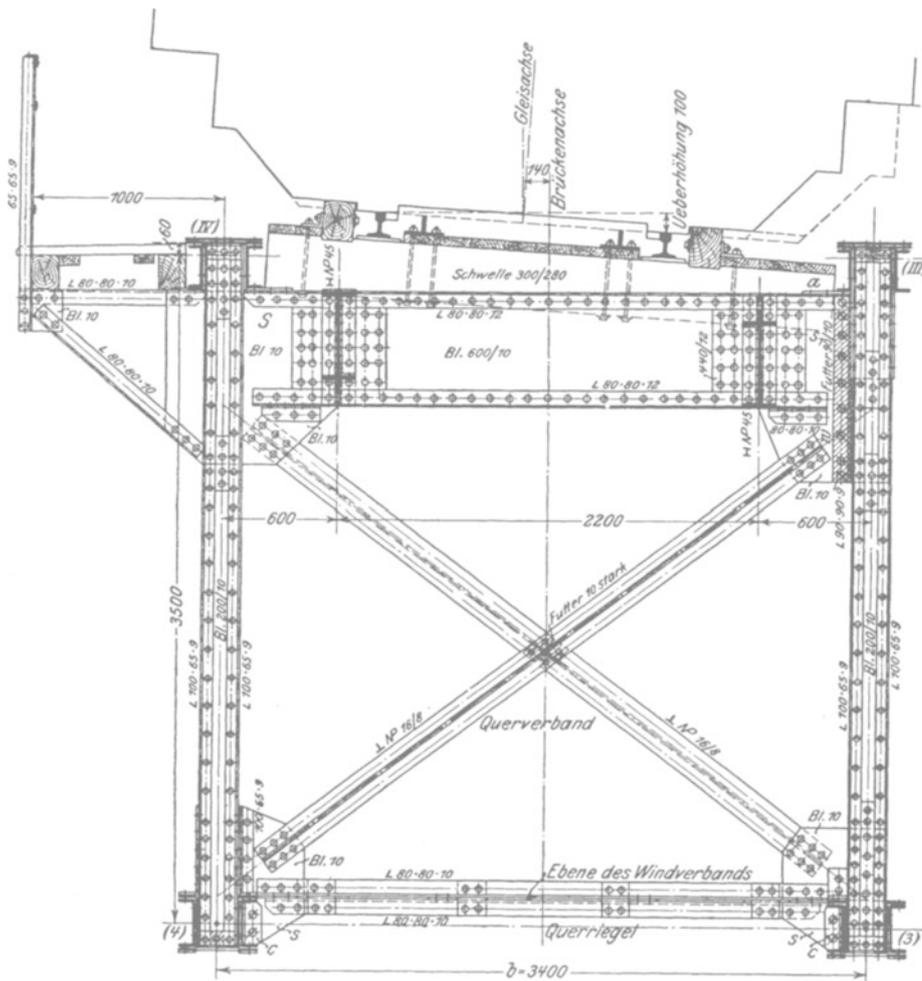


Fig. 386^c. Schnitt a—b.

Fig. 386^d. Schnitt c—d.

bei Brücken in Kurven aber nur dann berücksichtigt, wenn sie größer als die Fliehkraft sind.

Aufgabe 72. Es sollen die Längsträger der in Fig. 387 im Grundriß und Querschnitt, in Fig. 137 im Aufriß dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug A berechnet werden. $k = \frac{750}{900}$ kg/qcm ohne Berücksichtigung der wagerechten Kräfte; $k_s = 700$ kg/qcm; $k_l = 2 k_s$.

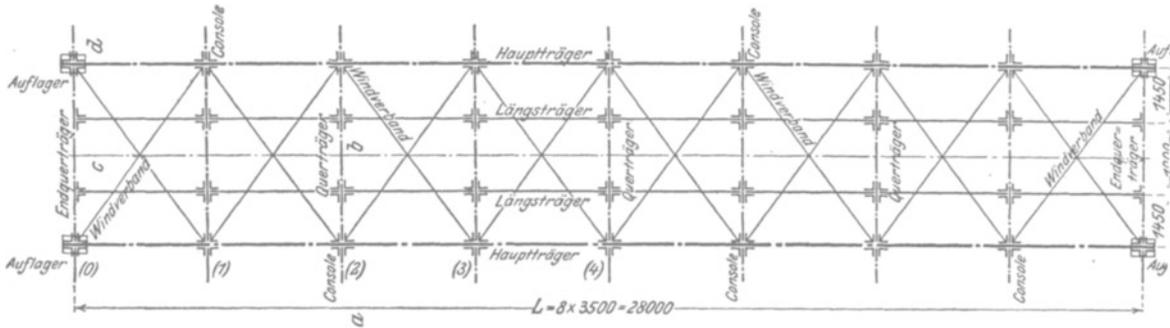


Fig. 387^a.

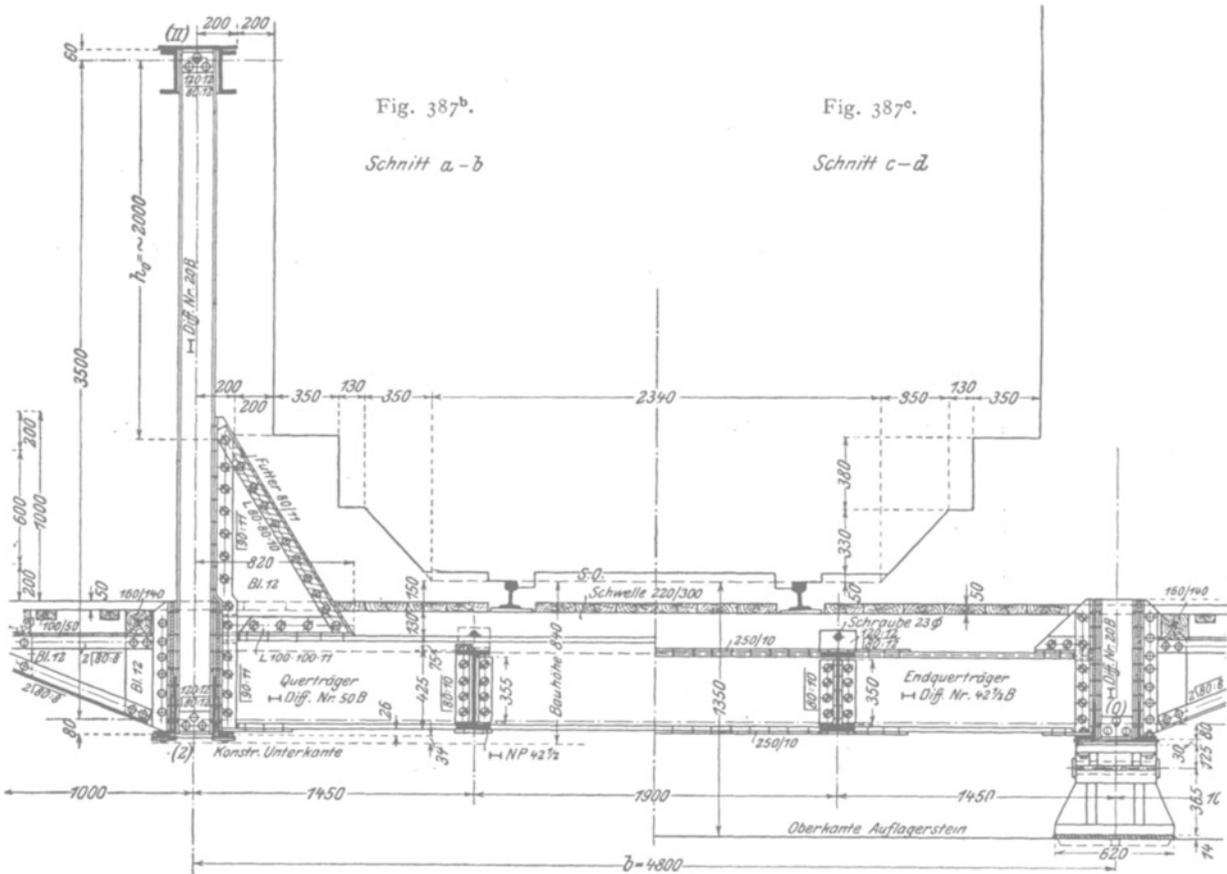


Fig. 387^b.
Schnitt a - b

Fig. 387^c.
Schnitt c - d

Auflösung. $a = 3,5 \text{ m}$. $\lambda = 1,9 \text{ m}$.

1. Ständige Last. Schienen, Schwellen, Bohlenbelag 340 kg/m ; Eigengewicht 160 kg/m ; insgesamt $p_0 = 500 \text{ kg/m}$. Daher die Gesamtlast $P_0 = 500 \cdot 3,5 = 1750 \text{ kg}$ und das größte Moment $M_0 = 1,75 \cdot \frac{3,5}{8} = 0,77 \text{ mt}$.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs wird $M_v = \frac{1}{2} \cdot 21,61 = 10,81 \text{ mt}$.

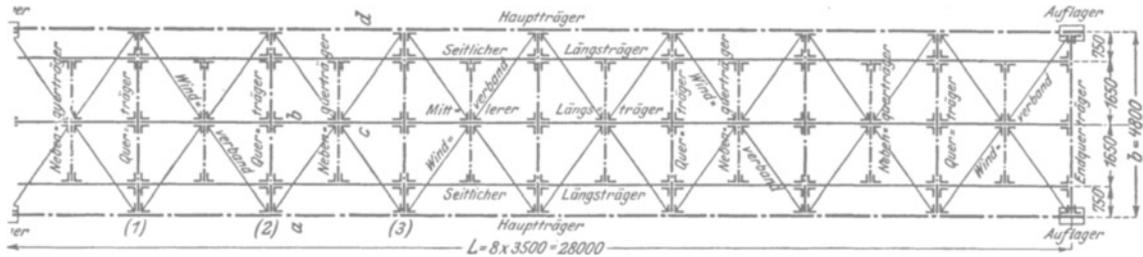


Fig. 388^a.

3. Winddruck. Nach Gl. 61 wird für einen Längsträger

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,45 \cdot 3,5^2}{8} = 0,35 \text{ mt}.$$

4. Größte Beanspruchung. Das gewählte I-NP. 42 $\frac{1}{2}$ hat $W_x = 1739 \text{ cm}^3$ und $W_y = 176 \text{ cm}^3$, erleidet daher die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{0,77 + 10,81}{1739} \cdot 10^8 = 45 + 620 = 665 \text{ kg/qcm}$$

ohne und

$$\sigma' = 665 + \frac{0,35}{176} \cdot 10^8 = 665 + 200 = 865 \text{ kg/qcm}$$

mit Berücksichtigung des Winddrucks.

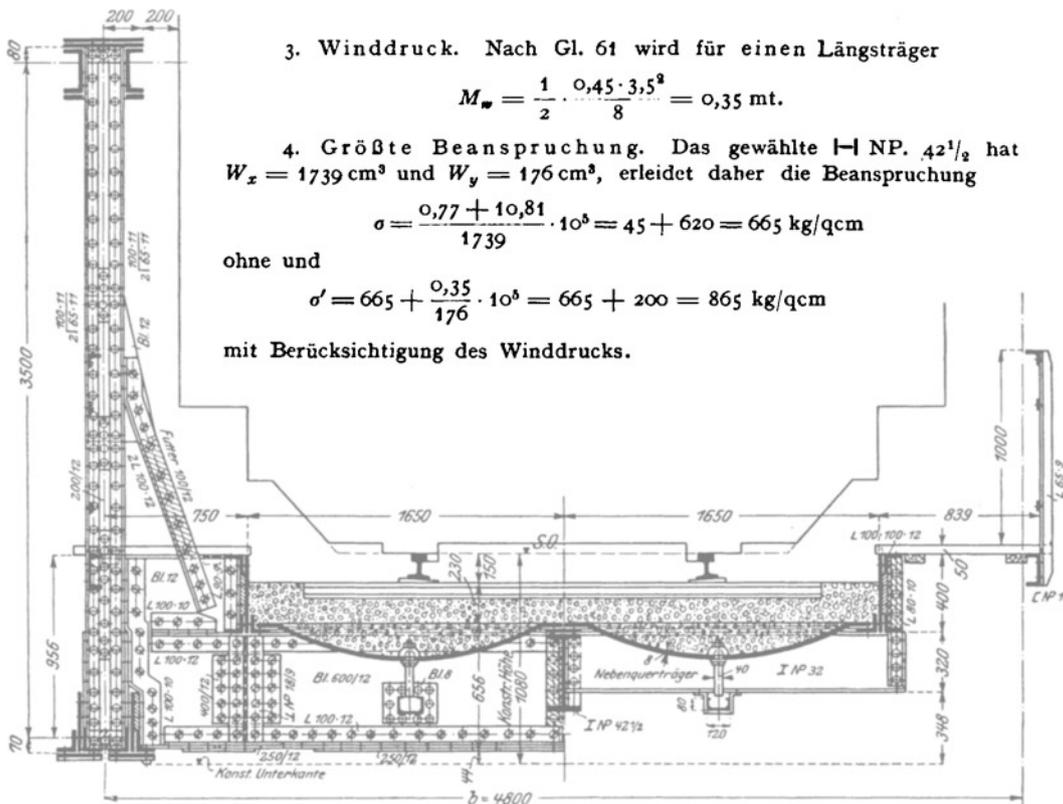


Fig. 388^b. Schnitt a—b.

Fig. 388^c. Schnitt c—d.

5. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 0,9 \text{ t}$, von der Verkehrslast nach Zahlentafel IV des Anhangs $N_v = \frac{1}{2 \cdot 3,5} (85,5 + 0,5 \cdot 57) = 16,3 \text{ t}$, insgesamt $N = 17,2 \text{ t}$. Die zum Anschluß gewählten 5 doppelschnittigen Niete von $20 \text{ mm } \phi$ haben $2 \cdot 5 \cdot 3,1 = 31,0 \text{ qcm}$ Scherfläche, erleiden daher bei $15,3 \text{ mm}$ Stegstärke die Beanspruchung auf Abscheren $\sigma_s = \frac{17 \cdot 200}{31,0} = 560 \text{ kg/qcm}$,

auf Lochleibung $\sigma_l = \frac{17 \cdot 200}{5 \cdot 2,0 \cdot 1,53} = 1130 \text{ kg/qcm}$. Im Querträger (I Diff.

Nr. 50 B vgl. Auf. 74) sind zum Anschluß 4 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $2 \cdot 4 \cdot 4,2 = 33,6$ qcm Scherfläche angeordnet, deren Spannungsberechnung sich bei 19,4 mm Stegstärke erübrigt.

Aufgabe 73. Es sollen die Längsträger der in Fig. 388 im Grundriß und Querschnitt, in Fig. 137 im Aufriß dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug A berechnet werden. $k = 800$ kg/qcm; $k_s = 750$ kg/qcm; $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. I. Die mittleren Längsträger. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,65$ m.

1. Ständige Last. Vom Nebenquerträger wirkt in der Mitte der Einzellast 1,1 t (vgl. Aufg. 74); als Dreiecklast entfällt bei 2,0 t Eigengewicht eines 1,65 · 1,75 m großen Feldes des Buckelblechbelags (vgl. Aufg. 74) zweimal je die

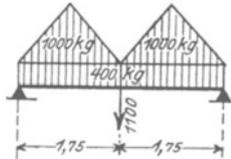


Fig. 389.

Kraft $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t; Eigengewicht 0,4 t; daher (Fig. 389)

$$P_0 = 1,1 + 2 \cdot 1,0 + 0,4 = 3,5 \text{ t und } M_0 = 0,4 \cdot \frac{3,5}{8} + 1,1 \cdot \frac{3,5}{4} + 1,0 \cdot \frac{1,75}{2} = 2,01 \text{ mt.}$$

2. Verkehrslast. Da auf den mittleren Längsträger das $(1 - \frac{0,75}{1,65}) = 0,55$ fache der Gleislast entfällt, so wird nach Zahlentafel IV des Anhangs $M_v = 0,55 \cdot 21,61 = 11,89$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte $\text{I-NP. } 42^{1/2}$ hat $W_x = 1739 \text{ cm}^3$,¹⁾ erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{2,01 + 11,89}{1739} \cdot 10^5 = 116 + 684 = 800$ kg/qcm.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,8$ t, von der Verkehrslast nach Zahlentafel IV des Anhangs $N_v = \frac{0,55}{3,5} (85,5 + 0,5 \cdot 57) = 17,9$ t, insgesamt $N = 19,7$ t. Gewählt sind 4 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $f_s = 4 \cdot 2 \cdot 4,2 = 33,6$ qcm Scherfläche; die Berechnung der Spannungen erfolgt wie bei Aufg. 72.

II. Die äußeren Längsträger. $a = 3,5$ m.¹⁾

1. Ständige Last. In der Mitte vom Nebenquerträger die Einzellast 0,55 t (vgl. Aufg. 74), ferner als Dreiecklast vom Buckelblechbelag zweimal je 0,5 t; Eigengewicht und Bohlenbelag des Fußwegs 0,5 t; daher (Fig. 390)

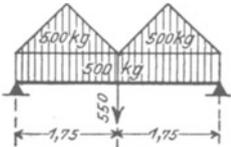


Fig. 390.

$$P_0 = 0,55 + 2 \cdot 0,5 + 0,5 = 2,05 \text{ t und } M_0 = 0,5 \cdot \frac{3,5}{8} + 0,55 \cdot \frac{3,5}{4} + 0,5 \cdot \frac{1,75}{2} = 1,14 \text{ mt.}$$

2. Verkehrslast. Da auf den äußeren Längsträger $\frac{0,75}{2 \cdot 1,65} = 0,23$ fache der Gleislast entfällt, so wird $M_v = 0,23 \cdot 21,61 = 4,97$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil (Fig. 391) $\frac{400}{10} + 2 \sqrt{100 \cdot 12}$ hat $W = 850 \text{ cm}^3$ bei Berücksichtigung der Nietverschwächung, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{1,14 + 4,97}{850} \cdot 10^5 = 135 + 585 = 720$ kg/qcm.

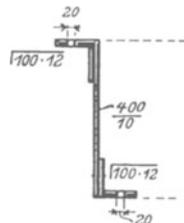


Fig. 391.

Der untere Gurtwinkel hat auf 1,75 m Freilage den einseitigen Horizontalzug der Buckelbleche auf Haupt- und Nebenquerträger zu übertragen; er bedarf daher in der wagerechten Richtung einer Verstärkung. Diese wird durch ein außen angeordnetes zweites Gurtwinkleisen von demselben Profil (Fig. 392) erreicht, das beim Anschluß des Nebenquerträgers (Fig. 452) unterbrochen werden darf, da es ja bei der Querschnittsermittlung nicht in Rechnung gezogen wurde. Wenig empfehlens-

¹⁾ Da nur im gedrückten Flansch Nietlöcher für den Anschluß der Buckelbleche erforderlich sind, kann das Widerstandsmoment ohne Rücksicht auf die Nietverschwächung eingeführt werden.

wert ist die Anordnung nach Fig. 393, bei der das unten angeordnete ungleichschenklige Winkeleisen wegen des vergrößerten Moments Dv nicht nur selbst, sondern auch in seinen Anschlußnieten sehr ungünstig beansprucht ist.

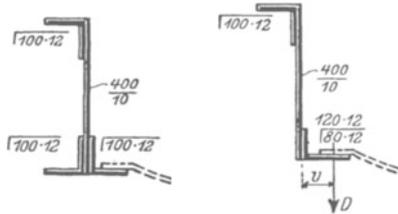


Fig. 392.

Fig. 393.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird

$$N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,0 \text{ t,}$$

von der Verkehrslast

$$N_v = \frac{0,23}{3,5} (85,5 + 0,5 \cdot 57) = 7,5 \text{ t,}$$

insgesamt

$$N = 8,5 \text{ t.}$$

Der Längsträger ruht unmittelbar auf dem Hauptquerträger auf; die zum Anschluß an dessen Stehblech gewählten 3 Niete von 23 mm ϕ sichern seine lotrechte Lage.

III. Die Querträger.

Die Querträger bilden Balken auf 2 Stützen von der Spannweite b (= Entfernung der Hauptträger Fig. 380^a). Sie werden belastet durch:

1. Ständige Last.

Außer dem schätzungsweise einzuführenden Eigengewicht wirkt an jedem Längsträgeranschluß der Stützdruck N_0 dieser Träger.

2. Verkehrslast.

Der auf einen Zwischenquerträger entfallende Gesamtdruck P_v der Achslasten berechnet sich nach Fig. 394 zu $P_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$

Das in Fig. 394^a dargestellte Einflußdreieck für P_v von der Höhe 1 stimmt mit der Einflußfläche für das Moment M_{max} in der Mitte eines Balkens von der Spannweite

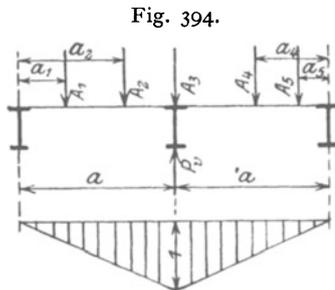


Fig. 394^a.

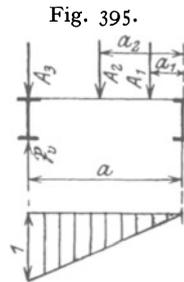


Fig. 395^a.

$L = 2a$ überein, wenn deren Höhe von $\frac{L}{4} = \frac{a}{2}$ auf 1 vermindert wird; man erhält daher auch

$$65) P_v = \frac{2 M_{max}}{a},$$

wo M_{max} der Zahlentafel IV des Anhangs zu entnehmen ist. Beispielsweise wird für $a = 3,2 \text{ m}$ ($L = 6,4 \text{ m}$) für Lastenzug $\frac{A}{B} : M_{max} = \frac{57,00 + 0,4 \cdot 16,4}{61,88 + 0,4 \cdot 23,1} = \frac{63,56}{71,12} \text{ mt}$, daher

$$P_v = \frac{2 \cdot 63,56 : 3,2}{2 \cdot 71,12 : 3,2} = \frac{39,7}{44,5} \text{ t.}$$

Der auf den Endquerträger entfallende Gesamtdruck \mathfrak{P}_v der Achslasten berechnet sich nach Fig. 395 zu $\mathfrak{P}_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$

Das in Fig. 395^a dargestellte Einflußdreieck für \mathfrak{P}_v stimmt mit der Einflußfläche für die Querkraft Q_x am Auflager eines Balkens von der Spannweite $L = a$ überein, so daß \mathfrak{P}_v ebenfalls mit Hilfe der Zahlentafeln IV des Anhangs berechnet werden kann. Beispielsweise wird für $a = 3,2$ m für den Lastenzug $\frac{A}{B} : \mathfrak{P}_v a = \frac{85,5 + 0,2 \cdot 57}{90,0 + 0,2 \cdot 60} = \frac{96,9}{102,0}$ t, daher $\mathfrak{P}_v = \frac{96,9 : 3,2}{102,0 : 3,2} = \frac{30,3}{31,9}$ t.

Die so erhaltenen Drücke P_v bzw. \mathfrak{P}_v sind zur Berechnung der Momente nach dem Hebelgesetz auf die Anschlußpunkte der Längsträger zu verteilen.

3. Wagerechte Kräfte.

a) Der Winddruck, die Fliehkraft und die Seitenstöße der Verkehrslast beanspruchen den Querträger in der Längsachse; ihr Einfluß auf die Querschnittsabmessungen ist gering und durch die entsprechend niedrig gehaltene zulässige Beanspruchung hinreichend berücksichtigt.

Über die Beanspruchung der Querträger als Glieder der Wind- und Querverbände vgl. unter IV und V.

b) Die Bremskraft und der Anfahrwiderstand beanspruchen die Querträger in der wagerechten Ebene auf Biegung; ihr Einfluß wächst mit der Spannweite b , d. h. mit der Breite der Brücke und muß bei Brücken in ge-

Fig. 396.

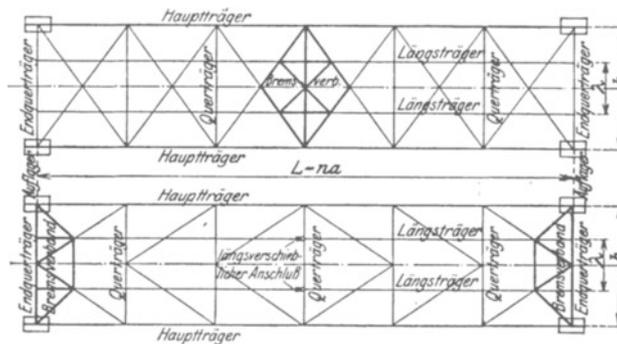


Fig. 397.

neigten Strecken und vor Bahnhöfen stets, im übrigen bei $\frac{\text{ein}}{\text{zwei}}$ gleisigen Brücken von etwa $L = \frac{30}{20}$ m an durch Anordnung eines besonderen vollwandigen oder fachwerkförmig gegliederten Bremsverbandes berücksichtigt werden, der zweckmäßig in den Windverband eingeschaltet und bei Brücken ohne (Fig. 396) längsverschieblicher Unterbrechung der Fahrbahn am besten mit (Fig. 397) in Brückenmitte an beiden Auflagern angeordnet wird, um die Längsträgeranschlüsse tunlichst von Zusatzspannungen freizuhalten.

Bei in der Wagerechten liegenden $\frac{\text{ein}}{\text{zwei}}$ gleisigen Brücken von $L < \frac{30}{20}$ m genügt in der Regel der wagerechte Biegungswiderstand der gesamten Querträger zur Aufnahme der Bremskraft und des Anfahrwiderstandes, da für die seltenen Fälle, wo ein Eisenbahnzug gerade auf der Brücke bremsen oder anfahren muß, eine Erhöhung der bei alleiniger Einwirkung der lotrechten Lasten zulässigen Beanspruchung unbedenklich ist; man erkennt aber jedenfalls, daß es vorteilhaft ist, die Gurtbreite der Querträger möglichst groß und den Windverband möglichst nahe der Fahrbahnebene anzuordnen.

Die in der Fahrtrichtung auf den eisernen Überbau wirkende Bremskraft wird bei Spannweiten $\frac{L \leq 50}{L > 50}$ m zu $\frac{1}{7}$ des auf der Brücke stehenden $\frac{\text{Lokomotiven-} + \text{Tender-}}{\text{Lokomotiven-} + \text{Tender-}} + \frac{\text{Wagen-}}{\text{Wagen-}}$ gewichts, genügend genau zu 1,1 t/m Gleis, der entgegen der Fahrtrichtung wirkende Anfahrwiderstand zu $\frac{1}{7}$ der Triebachsenbelastung eingeführt.

Aufgabe 74. Es sind die Querträger der in Fig. 137 und 387 dargestellten Fachwerkbrücke unter Zugrundelegung der in Aufg. 72 eingeführten zulässigen Beanspruchungen zu berechnen.

Auflösung. I. Die Zwischenquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m.

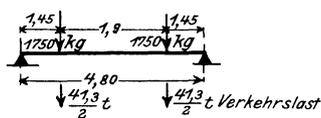


Fig. 398.

1. Ständige Last. An jedem Längsträgeranschluß (Fig. 398) wirkt nach Aufg. 72 die Einzelast $2 \cdot \frac{1,75}{2} = 1,75$ t; Eigengewicht 1,0 t; daher die Gesamtlast $P_0 = 2 \cdot 1,75 + 1,0 = 4,5$ t und das Moment $M_0 = 1,75 \cdot 1,45 + 1,0 \cdot \frac{4,8}{8} = 3,14$ mt.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs und Gl. 65 wird $P_v = \frac{2 \cdot 73,45}{3,5} = 42,0$ t, daher, da jeder der beiden Längsträger $\frac{1}{2} P_v$ überträgt, das Moment $M_v = \frac{42,0}{2} \cdot 1,45 = 30,45$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte H Diff. 50 B hat $W = 4451$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{3,14 + 30,45}{4451} \cdot 10^5 = 70 + 680 = 750$ kg/qcm.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P = 2,3$ t, von der Verkehrslast $N_v = \frac{1}{2} \cdot 42,0 = 21,0$ t, insgesamt $N = 23,3$ t. Die zum Anschluß gewählten 4 doppelschnittigen Niete von 23 mm ϕ haben $4 \cdot 2 \cdot 4,2 = 33,6$ qcm Scherfläche, erleiden daher bei 19,4 mm Stegstärke die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{23 \cdot 300}{33,6} = 700$ kg/qcm bzw. $\sigma_t = \frac{23 \cdot 300}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,94} = 1310$ kg/qcm.

II. Die Endquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m.

1. Ständige Last. Um der auf dem Übergang zwischen Endquerträger und Widerlager ruhenden Belastung Rechnung zu tragen, ist die Belastungsbreite $\frac{1}{2} a$ um 0,3 bis 0,6 m zu vergrößern; hier ist $a_1 = \frac{1}{2} \cdot 3,5 + 0,45 = 2,2$ m gewählt. Daher wirkt an jedem Längsträgeranschluß nach Aufg. 72 die Einzellast $1,75 \cdot \frac{2,2}{3,5} = 1,1$ t; Eigengewicht 0,9 t; daher die Gesamtlast $P_0 = 2 \cdot 1,1 + 0,9 = 3,1$ t und das Moment $M_0 = 1,1 \cdot 1,45 + 0,9 \cdot \frac{4,8}{8} = 2,14$ mt.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs wird $\mathfrak{P}_v \cdot a = 85,5 + 0,5 \cdot 57 = 114,0$ mt, daher $\mathfrak{P}_v = \frac{114,0}{3,5} = 32,6$ t und $M_v = \frac{1}{2} \cdot 32,6 \cdot 1,45 = 23,64$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil H Diff. 42 $\frac{1}{2}$ + 2 $\frac{250}{10}$ (Fig. 399) hat $W = 3470$ cm³ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{2,14 + 23,64}{3470} \cdot 10^5 = 60 + 680 = 740$ kg/qcm.

Da die Linie der größten Momente hinreichend genau als durch gerade Linien nach Fig. 400 begrenzt angenommen werden darf, wobei nur für das Eigengewicht von 0,9 t ein geringer, praktisch bedeutungsloser Fehler gemacht wird, so folgt, daß das $\text{H-Diff } 42\frac{1}{2}$ mit $W = 3210 \text{ cm}^3$ für sich allein bis auf eine Entfernung x vom Auflager genügt, die sich aus der Gleichung $25,78 \frac{x}{1,45} = 3210 \cdot 750$ zu $x = 1,35 \text{ m}$ berechnet. Zum

Anschluß einer Lamelle $250/10$ mit $(25,0 - 2 \cdot 2,3) 1,0 = 20,4 \text{ qcm}$ Fläche sind $20,4 \cdot \frac{750}{700}$

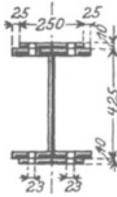


Fig. 399.

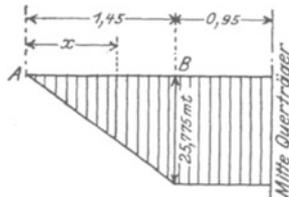


Fig. 400.

$= 21,9 \text{ qcm}$ Scherfläche, also 6 Niete von 23 mm ϕ mit $6 \cdot 4,2 = 25,2 \text{ qcm}$ Scherfläche erforderlich; um die für die Anordnung dieser 6 Niete erforderliche Länge müssen die Lamellen beiderseits über die Strecke x hinaus näher an die Auflager herangeführt werden.

4. Stützdruck. Nietteilung. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,6 \text{ t}$, von der Verkehrslast $N_v = \frac{1}{2} \cdot 32,6 = 16,3 \text{ t}$, insgesamt $N = 17,9 \text{ t}$. Das Trägheitsmoment des Querschnitts (Fig. 399) beträgt ohne Nietabzug $J = 91900 \text{ cm}^4$, das statische Moment einer Lamelle $S = 25,0 \cdot 21,75 = 544 \text{ cm}^3$, daher nach Gl. 24 die kleinste Nietteilung $t_{min} = 2 \cdot \frac{4,2 \cdot 700 \cdot 91900}{17900 \cdot 544} = 55,5 \text{ cm}$, da man, wiederum von dem geringen Einfluß des Eigengewichts abgesehen, die vertikale Scherkraft als auf der Strecke AB (Fig. 400) gleichbleibend voraussetzen darf.

Die zum Anschluß gewählten 4 doppelschnittigen Niete mit $f_s = 33,6 \text{ qcm}$ Scherfläche erleiden bei 16 mm Stegstärke die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{17900}{33,6} = 540 \text{ kg/qcm}$

bzw. $\sigma_t = \frac{17900}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,6} = 1220 \text{ kg/qcm}$.

Aufgabe 75. Es sind die Querträger der in Fig. 137 und 388 dargestellten Fachwerkbrücke unter Zugrundelegung der in Aufgabe 73 eingeführten zulässigen Beanspruchung zu berechnen.

Auflösung. I. Die Nebenquerträger. $b_1 = 1,65 \text{ m}$.
 $a_1 = \frac{1}{2} a = 1,75 \text{ m}$.

1. Ständige Last. Auf ein Feld von $1,65 \times 1,75 \text{ m}$ Grundfläche (Fig. 401) entfällt bei 0,16 m Pfeilhöhe der Buckelbleche die Schotterlast $1,65 \cdot 1,75 (0,23 + \frac{1}{2} \cdot 0,16) 2,0 = 1,8 \text{ t}$; Buckelblech, Schienen und Schwellen 0,2 t; daher insgesamt 2,0 t. Auf den Nebenquerträger entfällt von den beiden ihm benachbarten Feldern je $\frac{1}{4}$ der Feldlast, insgesamt also $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0 \text{ t}$ als Dreiecklast; Eigengewicht 0,1 t. Daher die Gesamtlast $P_0 = 1,0 + 0,1 = 1,1 \text{ t}$ und das Moment $M_0 = 0,1 \cdot \frac{1,65}{8} + 1,0 \cdot \frac{1,65}{6} = 0,30 \text{ mt}$.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs und Gl. 65 wird $P_v = \frac{2 \cdot 21,61}{1,75} = 24,7 \text{ t}$; hiervon entfällt auf den Nebenquerträger die Hälfte mit 12,4 t, daher nach Fig. 401^a das Moment $M_v = 12,4 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,9}{1,65} = 5,07 \text{ mt}$.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte H-NP. 32 hat $W = 781 \text{ cm}^3$, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{0,30 + 5,07}{781} \cdot 10^5 = 40 + 650 = 690 \text{ kg/qcm}$.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 0,6 \text{ t}$, von der Verkehrslast $J_v = 12,4 \cdot \frac{0,9}{1,65} = 6,8 \text{ t}$, insgesamt $N = 7,4 \text{ t}$. Zum An-

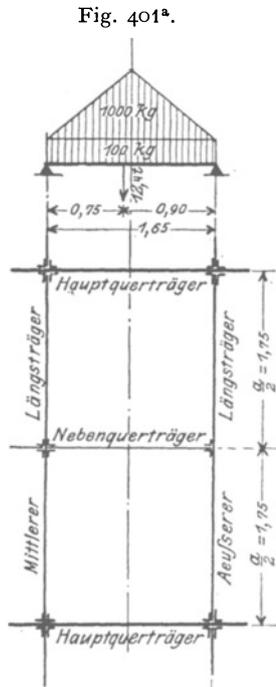


Fig. 401.

schluß sind 4 doppelschnittige Niete von 16 mm ϕ mit $f_s = 2 \cdot 4 \cdot 2,0 = 16,0$ qcm gewählt; daher bei 11,5 mm Stegstärke die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{7400}{16,0} = 460$ kg/qcm bzw.

$$\sigma_t = \frac{7400}{4 \cdot 1,6 \cdot 1,15} = 1010 \text{ kg/qcm.}$$

II. Die Hauptquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m.

1. Ständige Last. Vom mittleren Längsträger wird nach Aufg. 73 die Einzellast $2 \cdot \frac{3,5}{2} = 3,5$ t, von jedem äußeren $2 \cdot \frac{2,05}{2} = 2,05$ t übertragen (Fig. 402); ferner wirkt vom Buckelblechbelag zweimal die Dreieckslast $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t; Eigengewicht $1,2$ t ($\frac{1,2}{4,8} = 0,25$ t/m). Daher die Gesamtlast $P_0 = 3,5 + 2 \cdot 2,05 + 2 \cdot 1,0 + 1,2 = 10,8$ t und das Moment im Punkt

$$(I): M_{0I} = \frac{10,8}{2} \cdot 0,75 - 0,25 \cdot \frac{0,75^2}{2} = 3,98 \text{ mt;}$$

$$(II): M_{0II} = \frac{10,8}{2} \cdot 1,575 - 0,25 \cdot \frac{1,575^2}{2} - 2,05 \cdot 0,825 - 0,5 \cdot \frac{0,825}{3} = 6,37 \text{ mt;}$$

$$(III): M_{0III} = 3,5 \cdot \frac{4,8}{4} + 1,2 \cdot \frac{4,8}{8} + 2,05 \cdot 0,75 + 1,0 \cdot 1,575 = 8,03 \text{ mt.}$$

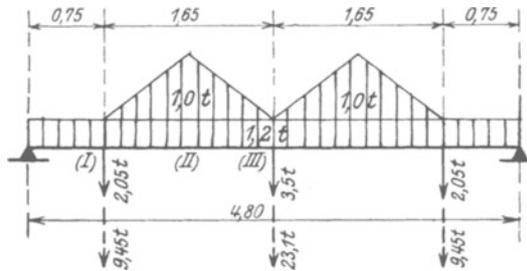


Fig. 402.

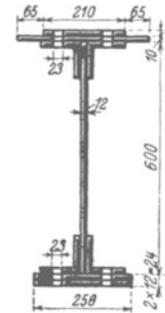


Fig. 403.

2. Verkehrslast. Von der gesamten Last $P_v = 42,0$ t (vgl. Aufg. 74) überträgt der mittlere Längsträger nach Aufg. 73 den Betrag von $0,55 \cdot 42,0 = 23,1$ t, jeder äußere Längsträger daher $\frac{1}{2}(42,0 - 23,1) = 9,45$ t; damit ergeben sich die Momente $M_{vI} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 0,75 = 15,75$ mt bzw. $M_{vII} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 1,575 - 9,45 \cdot 0,825 = 25,28$ mt bzw. $M_{vIII} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 2,4 - 9,45 \cdot 1,65 = 34,81$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil $\frac{600}{12} + 4 \sqrt{100:12} + 1 \frac{340}{12} + 1 \frac{210}{10} + 2 \frac{250}{12}$ (Fig. 403) hat bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen $W_3 = 5430$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma_{III} = \frac{8,03 + 34,81}{5430} \cdot 10^5 = 150 + 640 = 790$ kg/qcm. Mit je 1 Lamelle oben ($\frac{340}{12}$) und unten ($\frac{250}{12}$) ist $W_1 = 4100$ cm³, daher die Beanspruchung im Punkte (II): $\sigma_{II} = \frac{6,37 + 25,28}{4100} \cdot 10^5 = 160 + 610 = 770$ kg/qcm. Ohne Lamellen ist $W_0 = 2630$ cm³, daher die Beanspruchung im Punkte (I): $\sigma_I = \frac{3,98 + 15,75}{2630} \cdot 10^5 = 150 + 600 = 750$ kg/qcm.

Zum Anschluß einer Lamelle $\frac{250}{12}$ mit $(25,0 - 2 \cdot 2,3) 1,2 = 24,5$ qcm Fläche sind $24,5 \cdot \frac{800}{750} = 26,1$ qcm Scherfläche, also 7 einschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $f_s = 7 \cdot 4,2$

= 29,4 qcm erforderlich; ebenso ergeben sich für den Anschluß einer Lamelle $\frac{210}{340} \frac{10}{12}$ mit $\frac{16,4}{34,3}$ qcm Fläche $\frac{5}{9}$ einschnittige Anschlußniete von 23 mm ϕ als erforderlich.

4. Stützdruck. Nietteilung. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 5,4$ t, von der Verkehrslast $N_v = \frac{1}{2} \cdot 42,0 = 21,0$ t, insgesamt $N = 26,4$ t. Die Berechnung der Nietteilung erfolgt entsprechend Aufg. 7. Zum Anschluß sind 7 doppel-schnittige Niete von 23 mm ϕ mit $f_s = 2 \cdot 7 \cdot 4,2 = 58,8$ qcm gewählt; daher $\sigma_s = \frac{26400}{58,8} = 450$ kg/qcm bzw. $\sigma_t = \frac{26400}{7 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 1370$ kg qcm.

IV. Die Hauptträger.

Die Hauptträger werden als Balken- oder Bogenträger ausgebildet; ihre Stützweite ist bei Weiten von 10 bis 30 m auf volle Meter, von 30 m aufwärts auf eine gerade Meteranzahl festzusetzen. Sie werden belastet durch:

1. Ständige Last.

Zu der an jedem Querträgeranschluß wirkenden, aus der Berechnung der Querträger bekannten Fahrbahnlast ist noch das Eigengewicht des Hauptträgers einschließlich der Wind- und Querverbände hinzuzufügen.

Stehen zur Ermittlung dieses Gewichts keine Erfahrungszahlen oder Tafeln zur Verfügung¹⁾, so verfährt man wie folgt:

Zu der bekannten Fahrbahnlast P_0' eines Querträgers macht man schätzungsweise einen Zuschlag P_0'' für das Gewicht der Hauptträger einschließlich Wind- und Querverbände; man erhält dann die ständige Last $p_0 = \frac{1}{a} (P_0' + P_0'') = \frac{P_0}{a}$, wenn a die Querträgerentfernung ist, und das durch sie erzeugte Moment unter der Voraussetzung eines auf 2 Stützen gelagerten Hauptträgers zu $M_0 = \frac{1}{8} p_0 L^2$; das größte Moment M_v infolge der Verkehrslast ergibt sich aus Zahlentafel IV des Anhangs. Aus $M_{max} = M_0 + M_v$, der gegebenen Trägerhöhe h , die bei Blechträgern = 0,9 \times Stehblechhöhe einzuführen ist, und der zulässigen Beanspruchung k ergibt sich der in Brückenmitte erforderliche größte Gurtquerschnitt F zu $F = \frac{M_{max}}{h k}$ und daraus, wenn F in qcm eingeführt wird, das annähernde Gewicht der Hauptträger zu $g_0 = 4 F$ kg/m. Aus $g_0 a$ erhält man einen neuen Wert P_0'' , mit dem man die Rechnung wiederholt, falls er sich von dem zuerst angenommenen wesentlich unterscheidet. Bei Bogenträgern sind die Momente M_0 und M_v nach vorläufiger Ermittlung der Einflußlinie für den Horizontalschub für den Viertelpunkt der Spannweite zu berechnen; die zulässige Beanspruchung k ist um die durch eine Temperaturänderung $t = \pm 35^\circ$ erzeugte Spannung zu vermindern.

Aufgabe 76. Es ist das Eigengewicht der Hauptträger der in Fig. 137 und 387 dargestellten Fachwerkbrücke für den Lastenzug A zu berechnen. $L = 28,0$ m. $h = 3,5$ m. $a = 3,5$ m. $k = 870$ kg/qcm.

Auflösung. Nach Aufg. 74 ist $P_0' = 4,5$ t; geschätzt wird $P_0'' = 1,5$ t, daher $p_0 = \frac{4,5 + 1,5}{3,5} = 1,7$ t/m; $M_0 = \frac{1}{8} \cdot 1,7 \cdot 28,0^2 = 167$ mt; $M_v = 728$ mt; $M_{max} = 895$ mt; $F = \frac{895000}{3,5 \cdot 870} = 300$ qcm; $g_0 = 4 \cdot 300 = 1200$ kg/m; daher der verbesserte Wert $P_0'' = 1,2 \cdot 3,5 = 4,2$ t. Mit diesem Wert wird die Rechnung wiederholt und ergibt: $p_0 = \frac{4,5 + 4,2}{3,5} = 2,5$ t/m; $M_0 = 245$ mt; $M_{max} = 245 + 728 = 973$ mt; $F = \frac{973000}{3,5 \cdot 870} = 320$ qcm; $g_0 = 4 \cdot 320 = 1280$ kg/m; folglich $P_0'' = 1,28 \cdot 3,5 = 4,5$ t. Die nochmalige

¹⁾ Z. B. Dircksen-Schaper, Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau. Berlin 1913.

a) **Anordnung von zwei Hauptträgern für ein Gleis.** α) Liegt das Gleis in einer geraden Linie, so fällt die Gleisachse mit der Brückenachse zusammen, und auf jeden der beiden Hauptträger entfällt die Hälfte der für ein Gleis berechneten Momente und Querkräfte.

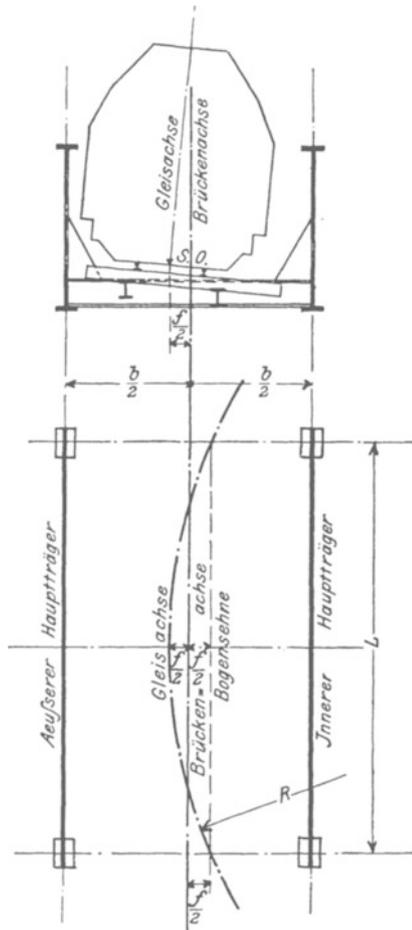


Fig. 405.

β) Liegt das Gleis in einer Kurve vom Radius R , so geht die Brückenachse meist durch den Halbpunkt der zugehörigen Pfeilhöhe f (Fig. 405), und es wird bei Zügen, deren Geschwindigkeit $\frac{\text{geringer}}{\text{größer}}$ als die der Berechnung der Überhöhung u (Fig. 385) zugrunde gelegte ist, der $\frac{\text{innere}}{\text{äußere}}$ Hauptträger stärker belastet. Da für die Ausführung die Abmessungen beider Hauptträger gleich groß gewählt werden, so trägt man allen Einflüssen (deren rechnerische Verfolgung schwierig ist) hinreichend Rechnung, wenn man jeden Hauptträger für das $\left(0,5 + \frac{f}{2b}\right)$ fache der Geleislast berechnet, also die ungünstige Annahme macht,

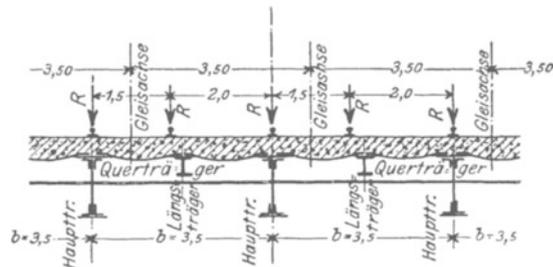


Fig. 406.

daß die Gleisachse bei stillstehendem Zug eine zur Brückenachse im Abstand $\frac{f}{2}$ parallel laufende Gerade ist.

So würde beispielsweise bei der in Fig. 386 dargestellten Fachwerkbrücke jeder Hauptträger für das $0,5 + \frac{2 \cdot 0,14}{2 \cdot 3,4} = 0,54$ fache der Geleislast zu berechnen sein.

b) **Anordnung mehrerer Hauptträger.** Liegt die Fahrbahn oben, so werden bei der Überführung mehrerer Gleise und gleichzeitiger Durchführung des Schotterbetts drei oder mehr Hauptträger angeordnet (Fig. 406), um in der Lage der Gleisachsen, insbesondere auch beim Einbau von Weichen von der Lage der Hauptträger unabhängig zu sein. In diesem Falle hat man sich bei der Berechnung eines Hauptträgers die Gleisachsen in die ungünstigste Stellung gerückt zu denken, wobei als geringster Abstand der Achsen 3,5 m einzuführen ist.

Beispielsweise würde ein Hauptträger der Fig. 406, in der R die Radlast bedeutet, für die $1 + \frac{2,0 + 1,5}{3,5} = 2$ fache Radlast, d. h. für die volle Gleislast zu berechnen sein. Sämtliche Hauptträger erhalten dieselben Abmessungen.

3. Wagerechte Kräfte.

Die Gurtungen der Hauptträger sind gleichzeitig die Gurtungen der Windverbände, die Vertikalen bzw. Enddiagonalen gleichzeitig Glieder der Querverbände. Die Ermittlung der infolgedessen auftretenden zusätzlichen Spannkkräfte bzw. Momente ist unter V. und VI. durchgeführt.

Da Wind und Fliehkraft in dem 1,5 m über S. O. liegenden Schwerpunkt der Fahrzeuge angreifen, vergrößern sie auch die lotrechte Belastung des einen Hauptträgers. Diese Vergrößerung ist nur bei Brücken mit oben liegender Fahrbahn und mit nur einem Windverband in der Ebene des Untergurts dann zu berücksichtigen, wenn sie 10 v. H. der Belastung durch ständige und Verkehrslast überschreitet.

Die einzelnen Stäbe eines Fachwerkträgers werden durch den auf sie treffenden Winddruck rechtwinklig zur Trägerebene auf Biegung beansprucht. Diese zusätzlichen Biegungsspannungen werden nur bei langen, breiten Stäben, d. h. bei großen Spannweiten in Rechnung gezogen und erlauben dann eine Erhöhung der sonst zulässigen Beanspruchung; ihre Größe ist bei mehrteiligen Querschnitten, deren einzelne Teile nicht durchlaufend miteinander vernietet sind, durch Vermehrung der Bindbleche und Querrahmen (Fig. 155–158), deren Entfernung hier auch bei Zugstäben nicht über 1,0 bis 1,5 m betragen soll, bzw. durch eine Vergitterung (Fig. 160 und 161) möglichst gering zu halten.

Die Standsicherheit des eisernen Überbaues gegen Umkippen durch die wagerechten Kräfte muß für einen Winddruck von 250 kg/qm bei unbelasteter und von 150 kg/qm bei durch leere Güterwagen mit 1,0 t/m Gleis belasteter Brücke eine mindestens 1,3fache sein.

4. Wärmeschwankungen.

Als Grenzen sind -25° und $+45^{\circ}$ C anzunehmen, so daß bei einer mittleren Aufstellungstemperatur von 10° mit einem Temperaturunterschied $t = \pm 35^{\circ}$ zu rechnen ist. Der Einfluß der Wärmeschwankungen auf die Spannkkräfte bzw. Momente ist bei äußerlich statisch unbestimmten Hauptträgern stets, bei innerlich statisch unbestimmten nur dann zu berücksichtigen, wenn einzelne Teile durch einseitige Sonnenbestrahlung eine von den übrigen Teilen wesentlich verschiedene Temperatur annehmen können, z. B. die Gurtungen eines Bogenträgers mit aufgehobenem Horizontalschub gegenüber dem durch die Fahrbahn geschützt liegenden Zugband.

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Fig. 386^a, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Quertägers einzuführen.

V. Der Windverband.

1. Äußere Kräfte.

Der Windverband hat die gesamten wagerechten Kräfte auf die Auflagerpunkte überzuleiten, nämlich den Winddruck, der bei $\frac{\text{belasteter}}{\text{unbelasteter}}$ Brücke mit $\frac{150}{250}$ kg/qcm einzuführen ist, die Fliehkraft, deren Größe sich aus Gl. 64 berechnet, die Seitenstöße der Verkehrslast, deren Größe sich der Rechnung entzieht und durch die entsprechend niedrig bemessene zulässige Bean-

spruchung berücksichtigt wird, und endlich unter Vermittlung des Bremsverbandes (Fig. 396 und 397) die Bremskraft und den Anfahrwiderstand, die insbesondere bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen stets zu berücksichtigen sind.

2. Ermittlung der Winddrücke.

Die Höhe der vom Wind getroffenen Flächen setzt sich zunächst aus der Höhe der Fahrbahnkonstruktion und der zu 3,0 m über S. O. anzunehmenden Höhe des Eisenbahnzugs zusammen; die durch diese beiden Höhen nicht verdeckten Teile der Hauptträger sind nach ihren, aus der Berechnung der Hauptträger bekannten Abmessungen schätzungsweise einzuführen, und zwar für den windseitigen Hauptträger mit dem vollen, für den windab gelegenen mit dem halben Wert.

a) Fahrbahn oben. *a)* Anordnung von **zwei** Windverbänden (Fig. 407). Es sei $\frac{W_u}{W_o}$ der gesamte Winddruck auf den $\frac{\text{Unter}}{\text{Ober}}$ gurt und die halbe Länge der in seinen Knotenpunkten anschließenden Füllungsstäbe, W_f der gesamte Winddruck auf die Fahrbahn, W_e der auf die Fahrzeuge. Dann

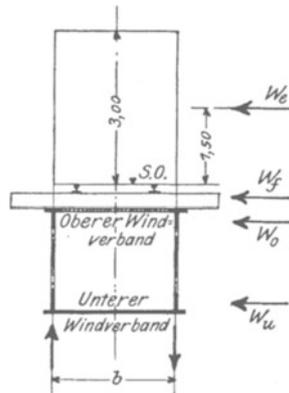


Fig. 407.

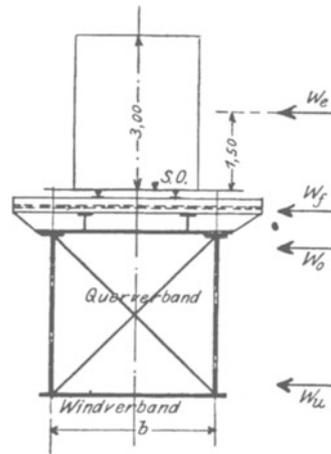


Fig. 408.

ist der untere Windverband durch W_u , der obere durch $W_o + W_f + W_e$ belastet. Querverbände liegen nur in den Ebenen der Endquerträger (Fig. 67), um den Stützdruck desjenigen Verbandes, der außerhalb der durch die Auflagerebene bestimmten Ebene liegt, auf diese Punkte zu übertragen.

β) Anordnung **eines** Windverbandes (Fig. 408). Der in der Ebene des $\frac{\text{Ober}}{\text{Unter}}$ gurts liegende Verband hat den gesamten Winddruck $W_u + W_o + W_f + W_e$ aufzunehmen. In allen Querträgerebenen sind Querverbände angeordnet (Fig. 72), die alle nicht unmittelbar in der Ebene des Windverbands angreifenden Winddrücke, z. B. $W_o + W_f + W_e$ in Fig. 408 auf die Knotenpunkte des Windverbands zu übertragen haben; die Querträger können als Glieder dieser Querverbände verwendet werden.

Bei Blechträgern bedeuten W_o und W_u je den Winddruck auf die halbe Blechwand.

b) Fahrbahn unten. *a)* Anordnung von **zwei** Windverbänden (Fig. 409). Da der Untergurt durch die Fahrbahn verdeckt ist, so fällt W_u

fort; der obere Windverband ist durch W_0 , der untere durch $W_f + W_e$ belastet.

Der obere Windverband geht entweder über die ganze Spannweite durch und überträgt dann seine Auflagerdrücke durch in den Endvertikalen (Fig. 68 und 69) oder in den Enddiagonalen (Fig. 70) angeordnete Portale unmittelbar auf die Stützpunkte, oder aber, besonders bei gekrümmtem Obergurt, nur über einen Teil der Spannweite (Fig. 71) und gibt dann seine Auflagerdrücke durch Querrahmen an den unteren Windverband ab.

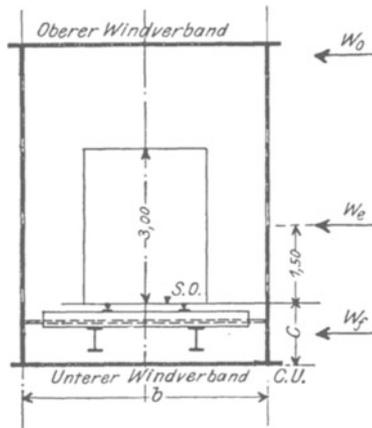


Fig. 409.

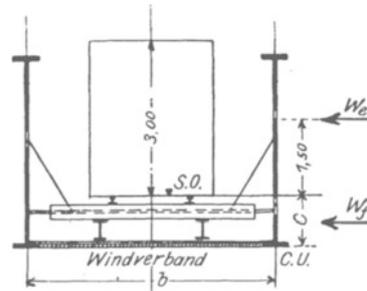


Fig. 410.

β) Anordnung eines Windverbandes (Fig. 410) in der Untergurtebene. Da bei Fachwerkträgern der Untergurt durch die Fahrbahn, der Obergurt durch die Fahrzeuge verdeckt ist, so fallen W_0 und W_u fort, und der Windverband ist durch $W_f + W_e$ belastet. Bei Blechträgern ist die Fahrbahn ganz, das Verkehrsband zum Teil von der Blechwand verdeckt, so daß $W_0 + W_u$ als Winddruck auf die volle Blechwand und W_f als Winddruck auf die Fahrzeuge von der Höhe $(3,0 + c - h)$ m wirksam und durch den Windverband aufzunehmen sind; dabei bedeutet h die Blechträger- und c die Konstruktionshöhe (Fig. 410).

3. Querschnittsbestimmung.

Aus den gefundenen Winddrücken W ergeben sich die Knotenlasten des Windverbandes, der dann als Parallelträger auf zwei bzw. mehreren Stützen ohne oder mit Gelenken zu berechnen ist; der Winddruck W_f ist dabei als bewegliche Belastung einzuführen. Die Querschnittsbestimmung erfolgt nach den Regeln des 3. Kap.

VI. Die Querverbände.

a) **Fahrbahn oben.** Die Querverbände werden fachwerkförmig gegliedert und als Träger auf 2 Stützen berechnet. Bei Anordnung von zwei Windverbänden (Fig. 411) hat jeder der beiden in den Auflagervertikalen angeordneten Querverbände die halbe Windlast des oberen Verbandes auf die Stützpunkte zu übertragen. Bei Anordnung eines Windverbandes, z. B. in der Obergurtebene (Fig. 412), hat jeder Querverband in den freien Knotenpunkten die Knotenpunktswindlast des Untergurtes nach oben zu überführen;

in den beiden Auflagerknotenpunkten wird die Hälfte der gesamten Windlasten durch die beiden Endquerverbände auf die Stützpunkte übertragen.

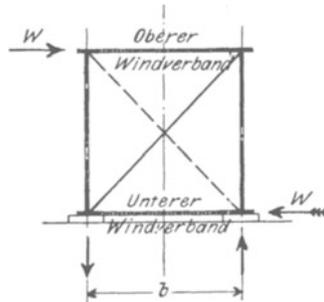


Fig. 411.

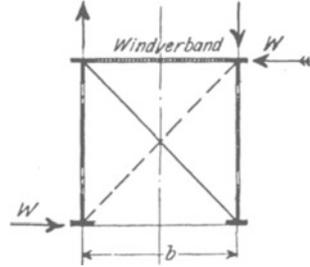


Fig. 412.

b) **Fahrbahn unten.** Die Querverbände werden als vollwandige oder fachwerkförmig gegliederte Querrahmen oder Portale in folgenden Formen ausgebildet.

a) **Eingespannter Rahmen mit oberem Querriegel** (Fig. 413). An den Querträger *AB* schließen sich die Vertikalen *AC* und *AD* in *A* und *B* biegungsfest an; die oberen Gelenkpunkte *C* und *D* sind durch den Querriegel *CD* verbunden, der gleichzeitig Glied des oberen Windverbands ist.

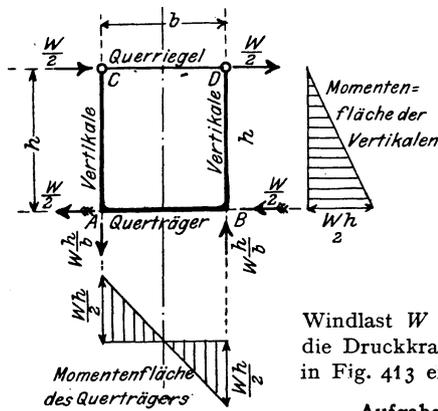


Fig. 413.

Das Viereck *ABCD* ist bei $n=4$ Knotenpunkten durch $s=4$ Seiten und $w=2$ Winkel (*A* und *B*), insgesamt durch $z=6$ Stücke bestimmt, daher $r=6-2\cdot 4+3=1$ einfach innerlich statisch unbestimmt. Die im Punkte *C* angreifende Windlast W erzeugt im Stab *CB* nach Gl. 58 (Fig. 359^b) die Druckkraft $X=\frac{1}{2}W$, und es ergeben sich darnach die in Fig. 413 eingetragenen Stützdrücke und Momente.

Das Viereck *ABCD* ist bei $n=4$ Knotenpunkten durch $s=4$ Seiten und $w=2$ Winkel (*A* und *B*), insgesamt durch $z=6$ Stücke bestimmt, daher $r=6-2\cdot 4+3=1$ einfach innerlich statisch unbestimmt. Die im Punkte *C* angreifende Windlast W erzeugt im Stab *CB* nach Gl. 58 (Fig. 359^b) die Druckkraft $X=\frac{1}{2}W$, und es ergeben sich darnach die in Fig. 413 eingetragenen Stützdrücke und Momente.

Aufgabe 78. Es ist der Querrahmen in der Vertikalen (2)–(II), der in Fig. 414 dargestellten Fachwerkbrücke zu berechnen. Die Spannkraft im Stab (2)–(II), beträgt von

der ständigen last $\frac{30,0}{70,0}$ t. $k = \frac{920}{1070}$ kg/qcm ohne Berücksichtigung des Winddrucks.
Verkehrs- $\frac{30,0}{70,0}$ t. $k = \frac{920}{1070}$ kg/qcm mit

Auflösung. Die mittlere Querschnittshöhe beträgt für den Obergurt 500 mm, für die Diagonalen 400 mm, für die Vertikalen 300 mm; daher ergibt sich die für den oberen Windverband maßgebende vom Wind getroffene Fläche bei einem mittleren Neigungswinkel der Diagonalen von 50° und einer mittleren Länge der Vertikalen von 6300 mm zu $0,5 + \frac{1}{2} \cdot \frac{0,4}{\cos 50^\circ} + \frac{1}{2} \cdot 0,3 \cdot \frac{6,3}{5,4} = 1,0$ qm/m, zuzüglich der Knotenbleche, geschätzt zu 0,45 qm/m, und 50 v. H. des windab gelegenen Hauptträgers insgesamt zu $1,0 + 0,45 + 0,5 \cdot 1,45 = 2,2$ qm/m. Daher berechnet sich der Stützdruck des 32,4 m langen oberen Windverbandes bei unbelasteter Brücke zu $W = \frac{1}{2} \cdot 32,4 \cdot 2,2 \cdot 0,25 = \sim 9,0$ t. Für die Vertikale (2)–(II) ergibt sich dann beispielsweise im Abstand 3,6 m vom Punkt (II), das Windmoment bei unbelasteter Brücke zu $M_w = \frac{1}{2} \cdot 9,0 \cdot 3,6 = 16,2$ mt. Der vorhanden belasteter Brücke zu $M_w = \frac{16,2 \cdot 150 : 250 = 9,7$

dene Querschnitt (Fig. 415) $\frac{300}{12} + 4 \cdot \frac{150 : 12}{100 : 12} + 2 \cdot \frac{320}{10}$ hat $F=214,8$ qcm und $\mathfrak{B}=1990$ cm³

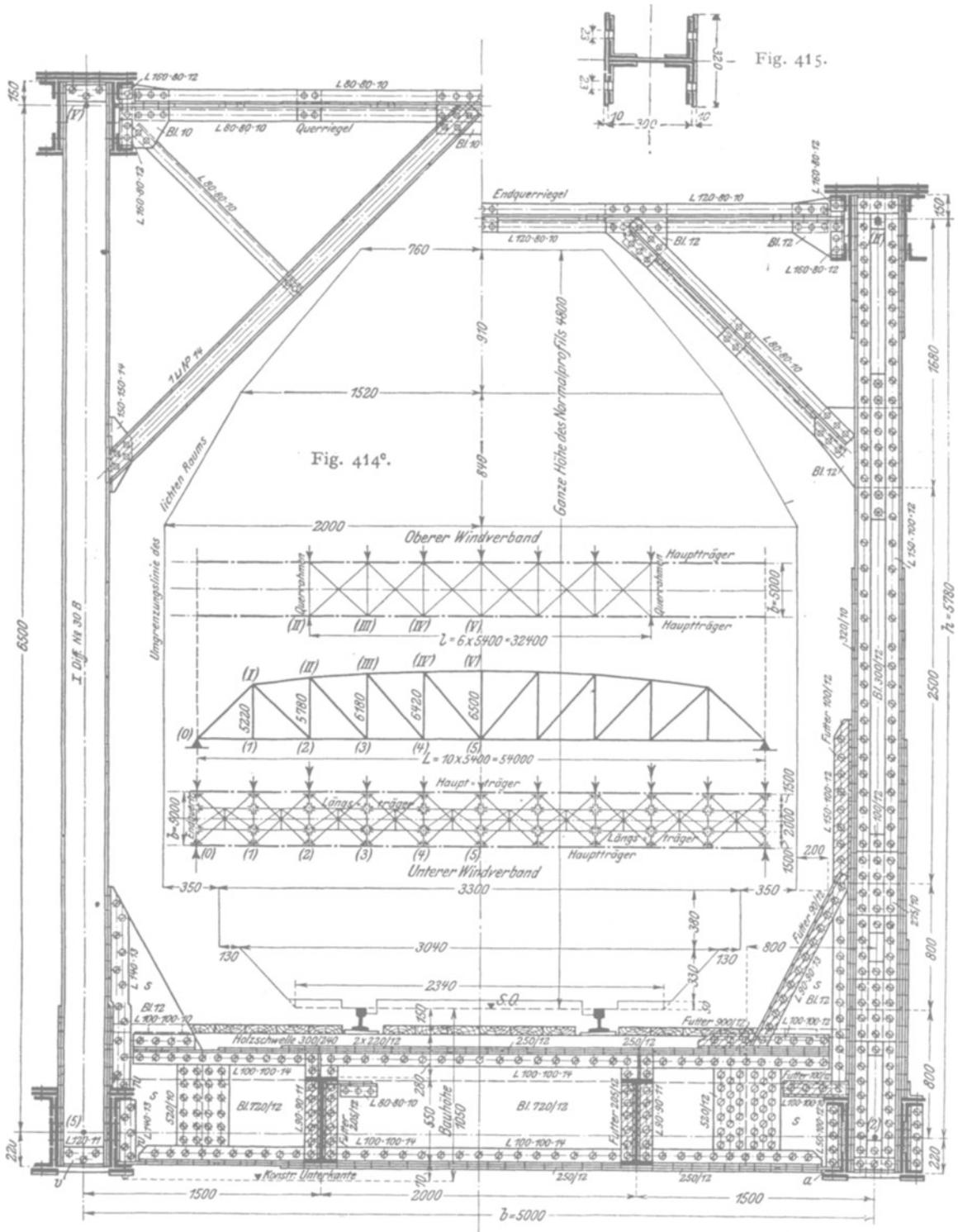


Fig. 414^a.
Querschnitt in Mitte.

Fig. 414^b.
Querschnitt (2)—(II).

bei Nietabzug, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{30000}{214,8} + \frac{1620000}{1990} = 140 + 810 = 950 \text{ kg/qcm}$ ohne bzw. $\frac{100000}{214,8} + \frac{970000}{1990} = 470 + 490 = 960 \text{ kg/qcm}$ mit Berücksichtigung der Verkehrslast.

Der in Fig. 414^b zwischen dem oberen, durch den Längsdruck $\mathfrak{X} = 4,5 \text{ t}$ beanspruchten Querriegel und der Vertikalen (2)₁—(II), angeordnete Schrägstab aus 2 |80:10 bezweckt nur die Verringerung der Durchbiegung des Querriegels durch sein Eigengewicht. Soll er auch zur Übertragung der Windkräfte herangezogen werden, so muß der Querriegel biegungsfest ausgebildet werden (vgl. β und Fig. 417).

β) Ringsum eingespannter Rahmen (Fig. 416). Die Vertikalen AC und AD schließen sich nicht nur an den Querträger AB, sondern auch an den Querriegel CD biegungsfest an.

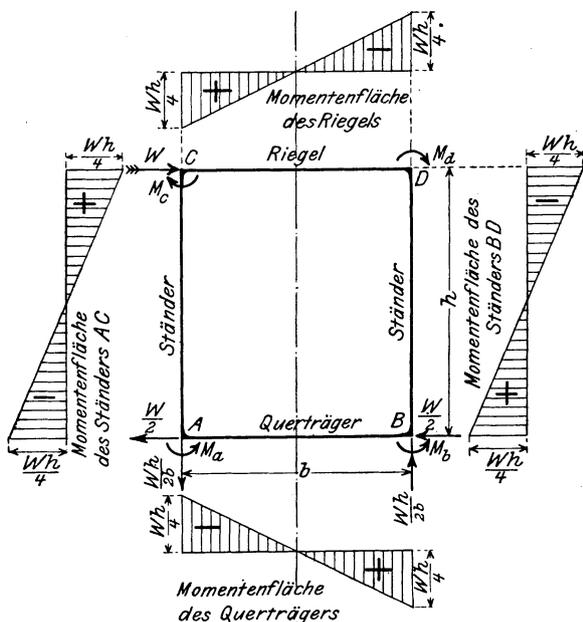


Fig. 416.

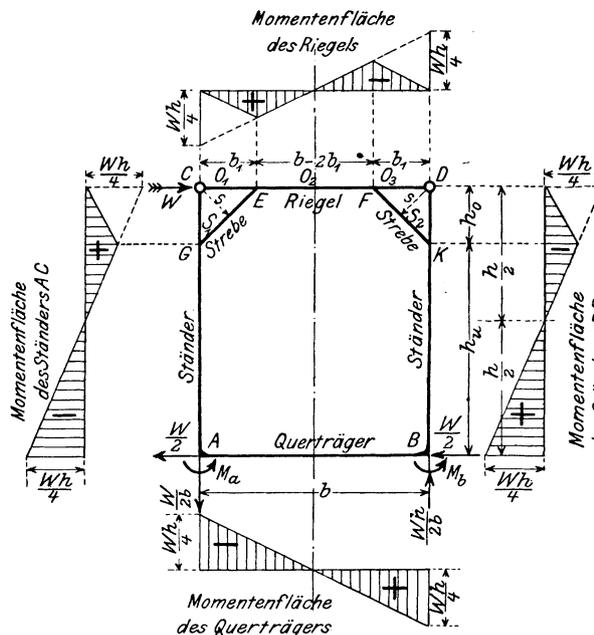


Fig. 417.

Das Viereck $ABDC$ ist bei $n = 4$ Knotenpunkten durch $s = 4$ Seiten und $w = 4$ Winkel, insgesamt durch $z = 8$ Stücke bestimmt, daher $r = 8 - 2 \cdot 4 + 3 = 3$ fach innerlich statisch unbestimmt. Zur vorläufigen Querschnittsbestimmung darf man das Trägheitsmoment der 4 Stäbe als gleich groß einführen; dann wird bei der in C angreifenden Windlast W die Längskraft im oberen Riegel CD wie vorher $\mathfrak{X} = \frac{W}{2}$ und die Momente nehmen die in Fig. 416 eingetragenen Werte an.

Für den in Fig. 417 dargestellten Fall ist $n = 8$, $s = 10$, $w = 6$, daher $z = 16$ und $r = 16 - 2 \cdot 8 + 3 = 3$. Unter der vorigen Voraussetzung berechnen sich die Spannkraften S_1 und S_2 in den Streben GE und FK aus der Bedingung, daß die Momente in C und D gleich Null sein müssen, zu $S_1 = -S_2 = W \frac{h}{4s}$, wo s die Länge des Lots von C bzw. D auf die Strebe ist. Die in Fig. 417 eingetragenen Momentenflächen ergeben sich dann unmittelbar aus Fig. 416.

Werden die Streben nach Fig. 418 geknickt ausgeführt, so berechnet man zunächst die Spannkraften S_1 und S_2 wie vorher zu $S_1 = -S_2 = W \frac{h}{4s}$ und findet dann aus den Kräfdreiecken für die Punkte J und L die Spannkraften S' und S'' .

Wird in Fig. 417 der Abstand $EF = 0$, also $b_1 = \frac{b}{2}$, so erhält man den in Fig. 419 dargestellten Fall, bei dem der obere Riegel keine Biegemomente, sondern nur die durch Nullsetzen der Momente für die Punkte G und K sich ergebenden Längskräfte

$$O_1 = -\frac{W}{4h_0} (2h_0 + h) \text{ bzw. } O_2 = -\frac{W}{4h_0} (2h_0 - h)$$

erleidet, während die Strebenkräfte wieder

$$S_1 = -S_2 = W \frac{h}{4s} \text{ sind.}$$

Wird noch der Stab GK eingezogen, so ist dessen Spannkraft $U = 0$.

In allen vier Fällen sind die neben den Momenten in den einzelnen Stäben auftretenden Längskräfte den Fig. 416 bis 419 unmittelbar zu entnehmen; ihr Einfluß auf die Querschnittsbestimmung ist nur gering und darf meist vernachlässigt werden. Die Stützdrücke des Querträgers auf die Hauptträger sind endlich in allen Fällen $\pm W \frac{h}{b}$.

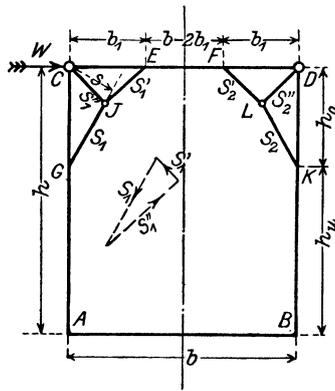


Fig. 418.

γ) Rahmen mit Kämpfergelenken (Fig. 420). Sie kommen mit oder ohne Scheitelgelenk dann zur Verwendung, wenn die Auflagerdrücke des oberen Windverbands nicht in den senkrechten Querträgerebenen, sondern nach Fig. 70 in der Schrägebene der Enddiagonalen nach unten geleitet werden, die Querträger daher zur Übertragung nicht mit herangezogen werden können.

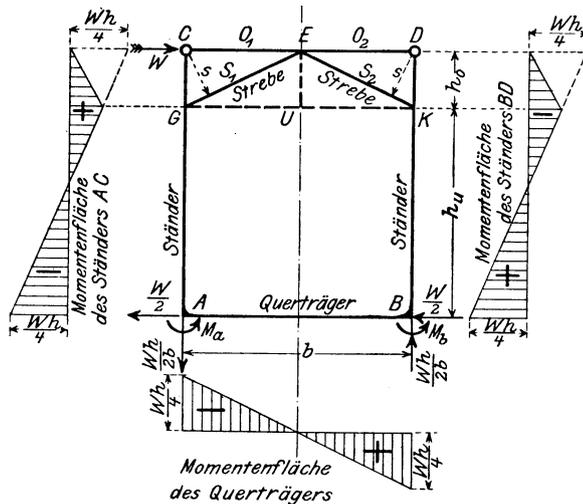


Fig. 419.

Für das Viereck $ABDC$ (Fig. 420) ist $n = 4$, $s = 3$, $w = 2$, daher $z = 5$ und $z = 5 = 2n - 3$; es ist daher innerlich unverschieblich und bedarf zur unverschieblichen Lagerung dreier Stützdrücke; da aber zwei Linienauflager mit $2 \times 2 = 4$ Stützdrücken vorhanden sind, ist der Querrahmen äußerlich einfach statisch unbestimmt. Mit der unter β) gemachten Voraussetzung gleicher Trägheitsmomente verteilt sich der in C angreifende Winddruck W zu gleichen Teilen auf beide Auflager, so daß sich die in Fig. 420 dargestellten Momentenflächen ergeben.

Wird der obere Riegel nach Fig. 421 fachwerkförmig gegliedert, so ergeben sich die

$$\text{Spannkräfte } D = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b} \text{ bzw. } U = -\frac{W}{2} \frac{d}{d_0} \text{ bzw. } O = -\frac{W}{2} \frac{d}{d_0} (d + d_0).$$

Erfolgt die Gliederung nach Fig. 422, so ergibt sich $D_1 = -D_2 = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b}$ bzw.

$$U = 0 \text{ bzw. } O_1 = -\frac{W}{2} \frac{d}{d_0} (d + d_0) \text{ bzw. } O_2 = +\frac{W}{2} \frac{d}{d_0} (d - d_0) = +\frac{W}{2} \frac{d}{d_0} d_u$$

Die Momentenflächen der Ständer sind für beide Fälle in Fig. 421 dargestellt,

δ) Offene Halbrahmen (Fig. 423). Der obere Querriegel CD fehlt ganz; die Vertikalen AC und BD sind in A und B biegefest an den

Querträger angeschlossen und übertragen die auf die Obergurte entfallenden Winddrücke W_0' und W_0'' durch ihren Biegungswiderstand in den unten liegenden Windverband.

Für das Viereck $ABDC$ ist $n=4$, $s=3$, $w=2$, daher $z=5$ und $z=5=2n-3$; es ist daher innerlich statisch bestimmt. Die Momentenflächen der Ständer und Querträger sind in Fig. 423 dargestellt.

Bei diesen offenen Brücken haben die Halbrahmen noch die wichtige Aufgabe, die Knotenpunkte des gedrückten Obergurts gegen Ausknicken aus der Trägerebene heraus zu schützen. Am ungünstigsten ist der windseits gelegene Ständer AC beansprucht, in-

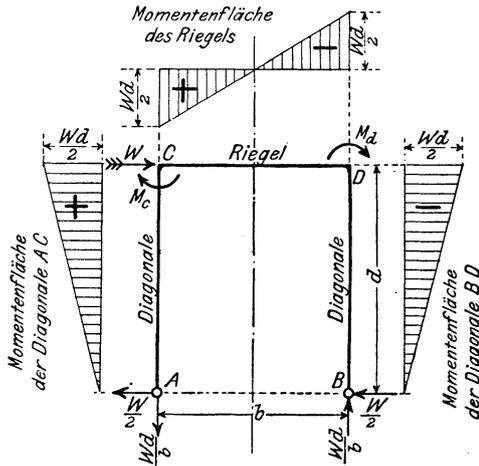


Fig. 420.

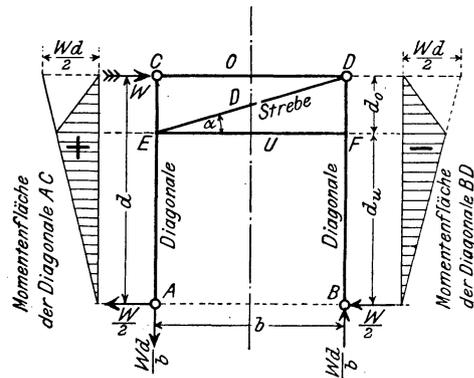


Fig. 421.

sofern er nicht nur durch den Winddruck W_0' , sondern auch durch die bei der Belastung des Querträgers eintretende Formänderung (Fig. 424) nach innen gebogen wird. Ist J_y das Trägheitsmoment des Obergurts, S_y das

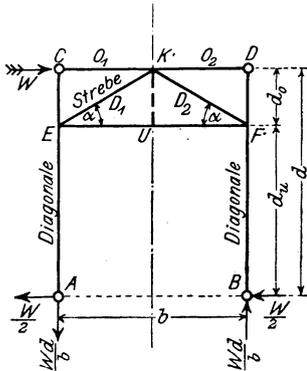


Fig. 422.

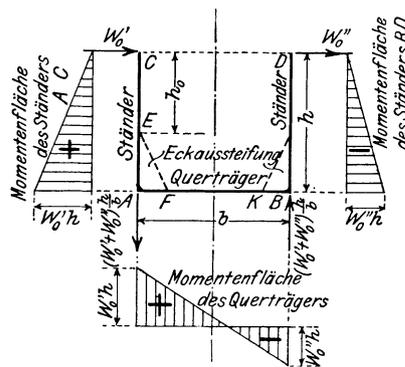


Fig. 423.

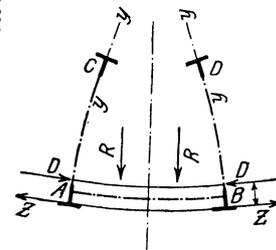


Fig. 424.

des Ständers, beide bezogen auf die Achse $yy = AC$, S die größte Spannkraft im Obergurt, a die Entfernung der Halbrahmen (= Querträgerentfernung), $E = 2150 \text{ t/qcm}$ der Elastizitätsmodul, so muß die Sicherheit des Ständers gegen Ausbiegen, der sog. Quersteifigkeitsgrad der Brücke

$$66) \quad \mathfrak{S} = \frac{E}{Sh} \sqrt{\frac{12 \mathfrak{S}_y J_y}{ah^3}}$$

eine mindestens 5fache sein.

Sind die Werte S und J_y für die beiden in C zusammentreffenden Obergurtstäbe verschieden groß, so ist ihr Mittelwert in Gl. 66 einzuführen.

Sind die Ständer durch Eckaussteifungen gegen die Querträger abgestützt, wie in Fig. 423 gestrichelt dargestellt, so ist an Stelle von h nur die bis zum 1. Niet der Eckaussteifung gemessene Teilhöhe h_0 in Gl. 66 einzusetzen.]

Aus Gl. 66 ergibt sich das bei 5facher Knicksicherheit erforderliche Trägheitsmoment des Ständers zu

$$66^a) \quad \mathfrak{S}_y = \frac{\mathfrak{S}^3 S^2 ah^3}{12 E^2 J_y}$$

Erleidet der Ständer durch ständige und Verkehrslast eine Druckkraft, die für sich das Trägheitsmoment \mathfrak{S}_y' erfordert, so muß das gesamte Trägheitsmoment für die Achse yy den Wert $\mathfrak{S}_y'' = \mathfrak{S}_y + \mathfrak{S}_y'$ haben. Ist umgekehrt \mathfrak{S}_y'' das wirklich vorhandene Trägheitsmoment des Ständers, der infolge der durch ständige und Verkehrslast in ihm erzeugten Druckkraft das Trägheitsmoment \mathfrak{S}_y' erfordert, so ist in Gl. 66 der Wert $\mathfrak{S}_y = \mathfrak{S}_y'' - \mathfrak{S}_y'$ einzuführen.

Aufgabe 79. Es ist Quersteifigkeitsgrad der in Fig. 137 und 387 dargestellten Fachwerkbrücke zu berechnen.

Auflösung. Die freie Höhe des durch ständige und Verkehrslast auf Zug beanspruchten (vgl. Fig. 137 Zahlentafel 2) Ständers beträgt nach Fig. 387^b bis zur Eckaussteifung rund $h_0 = 2,0$ m, sein Trägheitsmoment $\mathfrak{S}_y = 5170$ cm⁴. Die größten Druckkräfte im Obergurt treten für Punkt IV, mit $S = 141,0$ t ein; das Trägheitsmoment der dort zusammenstoßenden Gurtstäbe ist (nach Zahlentafel 2) $J_y = 27040$ cm⁴. Daher wird mit $a = 3,5$ m der Quersteifigkeitsgrad nach Gl. 66 ein

$$\mathfrak{S} = \frac{2150}{141,0 \cdot 200} \sqrt{\frac{12 \cdot 5170 \cdot 27040}{350 \cdot 200}} = 11,8 \text{ facher.}$$

VII. Die Auflager.

Die Berechnung der Auflager erfolgt auf Grund der größten senkrechten und wagerechten Stützdrücke der Hauptträger nach den Regeln des 3. Kap. (vgl. Aufg. 29 und 30). Da die Stöße der Verkehrslast die Brücke und daher auch die Auflager um so ungünstiger beanspruchen, je kleiner die ständige Last ist, so wählt man bei Spannweiten $L \leq 10$ m die zulässige Druckbeanspruchung des Auflagersteins nicht größer als $k_m = 15$ bis 18 kg/qcm.

Bei der Bewegung der losen Auflager (Gleit- oder Rollenlager) infolge der Verkehrslast und der Temperaturschwankungen treten Reibungswiderstände auf, deren Einfluß auf die Hauptträger meist vernachlässigt wird, deren Einfluß auf die Lager aber durch möglichste Einschränkung ihrer Höhe und durch Verhinderung der Beschmutzung der Gleit- und Rollflächen durch Staub und Regen gemildert wird.

¹⁾ Vgl. Engesser, Nebenspannungen. Berlin 1892.

B. Konstruktion der Eisenbahnbrücken.

I. Die Fahrbahndecke.

1. Oberbauanordnung.

a) Die Schienen liegen unmittelbar auf der Eisenkonstruktion auf, und zwar entweder auf den Hauptträgern oder aber auf den Längsträgern oder endlich auf den Querträgern (Fig. 425). Diese Anordnung wird wegen der unmittelbaren Übertragung der Stöße auf die Konstruktion nur ausnahmsweise bei sehr geringer Konstruktionshöhe angewendet. Zur Milderung der Stöße werden zwischen Schienenunterlagsplatten und Eisenkonstruktion Filz- oder Lederplatten eingelegt (Fig. 426).

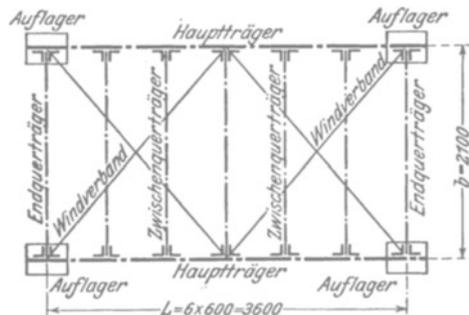
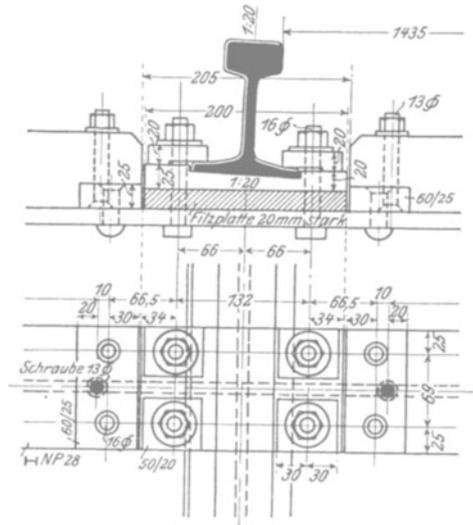
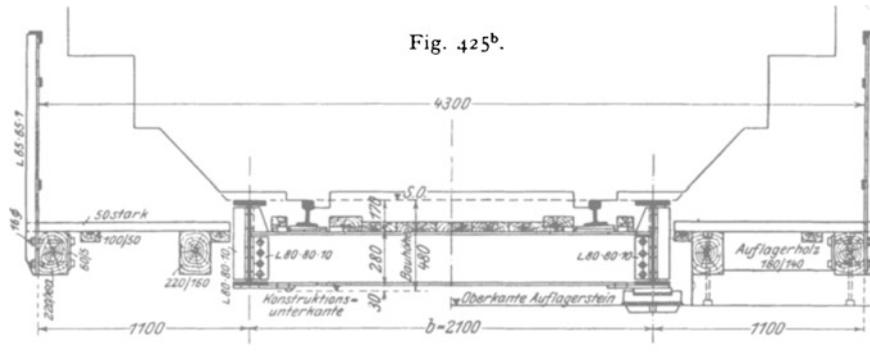
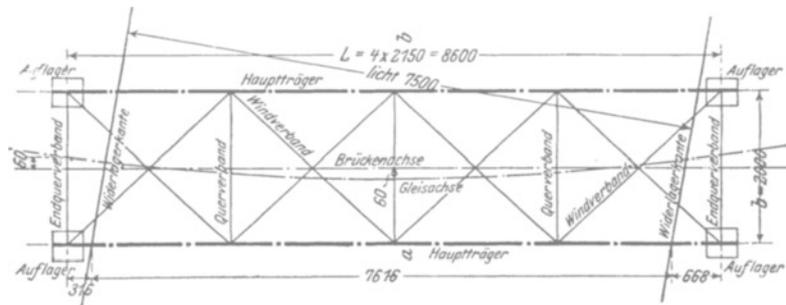
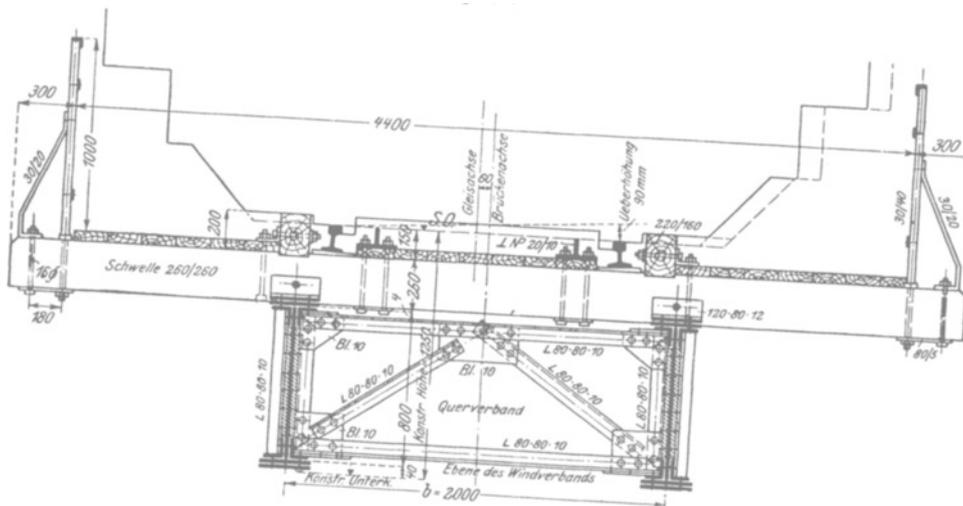
Fig. 425^a.

Fig. 426.

Fig. 425^b.

b) Die Schienen liegen mit hölzernen Querschwellen auf der Eisenkonstruktion auf, und zwar entweder unmittelbar auf den Hauptträgern (Fig. 427) oder aber auf den Längsträgern (Fig. 386, 387, 414). Der Abstand der Schwellen, die zur guten Lagerung und Befestigung der Schienenunterlagsplatten eine Breite von mindestens 22 cm erhalten müssen, soll im durchlaufenden Gleis höchstens 0,6 m von Mitte zu Mitte sein; an den Schienenstößen, die bei Spannweiten über 16 m erforderlich werden, ist die Schwellenlage nach den für den betreffenden Oberbau erlassenen Vorschriften anzuordnen. Die Austeilung der Schwellen erfolgt so, daß der Querträgerabstand a (Fig. 380^a)

in eine Anzahl gleicher Teile $\leq 0,6$ m eingeteilt wird und der Querträger zwischen zwei Schwellen liegt (Fig. 431 und 447). Gegen seitliche Verschiebung wird die Schwelle 1 bis 3 cm eingekämmt (Fig. 428); gegen Verschieben in der Fahrtrichtung und zur Verhinderung des Aufkippens bei einer Entgleisung wird sie durch Schrauben von 20 bis 26 mm ϕ und Winkelstücke 120·80·10 bis 160·80·14 mit der Eisenkonstruktion verbunden; mit Rücksicht auf die verschiedene Richtung der Bremskraft und des Anfahrwiderstandes werden diese Winkeleisen zweckmäßig abwechselnd auf der einen und anderen Seite der Schwelle angeordnet.

Fig. 427^a.Fig. 427^b.

Infolge der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Durchbiegung legt sich die Schwelle auf die Innenkante *A* (Fig. 428) des Schwellenträgers und beansprucht dessen obere Gurtung durch das Moment Rr auf Biegung. Bei den gewalzten H -Normalprofilen haben sich hieraus Übelstände nicht ergeben, weil die an sich schon schmalen Flansche dieser Profile durch die Schwellenbefestigungswinkel selbst eine wesentliche Verstärkung erfahren. Bei den Differdinger H -Eisen empfiehlt es sich, bei Flanschbreiten über 200 mm besondere Unterlagplatten *p* (Fig. 429) anzuordnen, die mit den Flanschen durch Stiftschrauben verbunden sind und eine möglichst zentrische Druckübertragung ermöglichen. Die Länge dieser Platten ist durch die Schwellenbreite bestimmt; ihre Stärke beträgt 20 bis 30 mm, ihre Breite endlich nicht unter 100 mm; die Druckbeanspruchung des Holzes soll für den größten Auflagerdruck der Schwelle nicht mehr als 60 bis 70 kg/qcm betragen. Liegen die Schwellen auf genieteten Trägern (Fig. 427^b), so ist im

destens 50 mm, bei Schotterbettung wegen der größeren Unsicherheit in der Gleislage mindestens 80 bis 100 mm Spiel gegen die Umgrenzungslinie haben; alle Konstruktionsteile aber, die mehr als 0,76 m über S.O. liegen, also z. B. die Hauptträger bei unten liegender (versenkter) Fahrbahn (Fig. 387 und 414), die Pfeiler und Stützen der über Gleise führenden Brücken, müssen einen Spielraum von mindestens 200 mm zwischen ihren am weitesten vorstehenden Teilen und der Umgrenzungslinie haben, damit zur Not ein Arbeiter neben dem vorbeifahrenden Zuge Platz hat.

b) Die Breite der Fußwege ist je nach ihrem Zweck eine verschiedene. Bei kleinen Spannweiten fehlen die Fußwege oft ganz (Fig. 404). Dienen sie nur dem Verkehr der die Strecke begehenden Beamten, so genügt eine Nutz-

breite von 0,4 bis 0,6 m neben dem Normalprofil des lichten Raumes (Fig. 388). Bei größeren Spannweiten müssen die Fußwege bei einem auf der Brücke eintretenden Unfall auch für die Reisenden benutzbar sein; hierzu ist eine Breite von 1,0 bis 1,25 m ausreichend (Fig. 387). Sind endlich die Fußwege für den öffentlichen Verkehr freigegeben, so erhalten sie je nach der Dichte dieses Verkehrs eine Breite von 1,5 bis 2,5 m und werden gegen die eigentliche Fahrbahn durch besondere Geländer durchbruch-sicher abgeschlossen.

Die Fußwege liegen bei kleinen Spannweiten auf besonderen Hauptträgern (Fig. 425), bei über dem Obergurt liegender Fahrbahn auf den verlängerten Querschwellen (Fig. 427),

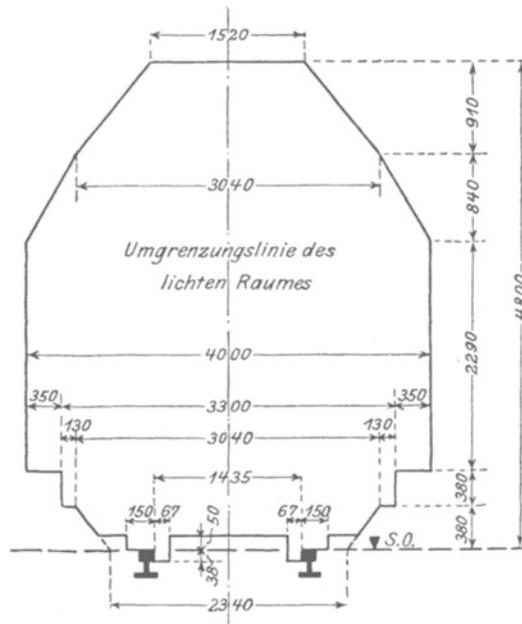


Fig. 434.

sonst auf besonderen Konsolen, die vollwandig (Fig. 433) oder fachwerkförmig gegliedert (Fig. 386 und 387) sind und sich in den Achsen der Querträger an die Hauptträger anschließen.

Wird bei obenliegender Fahrbahn die Bettung auch über den Fußweg durchgeführt (Fig. 433), so ist außen zum Abschluß ein \square - oder Z-förmig ausgebildeter Randträger erforderlich.

Die zum Abschluß der Fußwege nach außen erforderlichen Geländer werden meist nur in einfachen Formen ausgebildet. Sie bestehen aus den in Querträgerentfernung angeordneten Hauptpfosten aus Vierkant-, Winkel- oder \square -Eisen (Fig. 427, 386, 387), dem oberen Holm aus Gasrohr-, Rund- oder Winkeleisen, den wagerechten Zwischenriegeln aus Flach-, Hespens- oder Winkeleisen und einer Füllung aus Zwischenpfosten mit oder ohne Diagonalausfüllung der rechteckigen Felder; ihre Höhe wird zu 1,0 bis 1,1 m über Fußwegoberkante gewählt. Über Berechnung und Konstruktion vgl. 12. Kap.

II. Die Fahrbahntafel.

Eine eigentliche Fahrbahntafel ist nur bei Durchführung des Schotterbetts vorhanden und wird gebildet durch:

1. Buckelbleche,

die verzinkt oder mit Asphaltlack gestrichen werden. Die Pfeilhöhe beträgt $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der kleineren Seite. Mit Rücksicht auf eine gute Entwässerung werden sie unter der eigentlichen Fahrbahn stets hängend angeordnet und an allen 4 Seiten durch Niete von 16 mm ϕ in 60 bis 70 mm Teilung an die Quer- und Längsträger (Fig. 388) oder bei als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern auch unmittelbar an deren Stehblech (Fig. 404) angeschlossen; in diesem Falle ist an der Blechwand ein \perp -Profil anzuordnen, das aus \perp NP. $\frac{12}{6}$

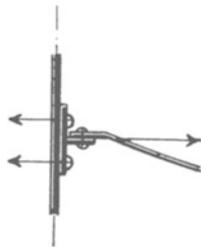


Fig. 435.

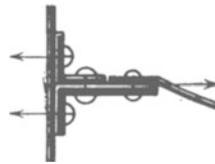


Fig. 436.

bis $\frac{16}{8}$ (Fig. 435) oder aber besser aus 2 Winkeleisen (Fig. 436) besteht, von denen das untere an den Querträgeranschlüssen unterbrochen wird; wegen der Zugbeanspruchung der Befestigungsniete soll die Teilung in der Blechwand nicht größer als 60 bis 70 mm sein.

Werden genietete Quer- und Längsträger verwendet, so ist im Obergurt stets eine Lamelle anzuordnen (Fig. 437), um das Abbiegen und Abwürgen der Gurtwinkel durch den Horizontalabzug der Buckelbleche zu verhindern. Um in der Vernietung des Blechträgers unabhängig von der

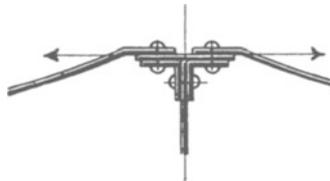


Fig. 437.

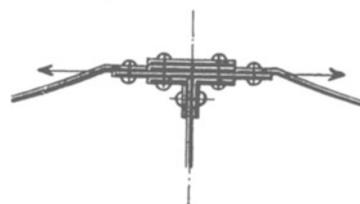


Fig. 438.

Buckelplatten zu sein, ist es zweckmäßiger und bei mehreren Lamellen auch Regel, die unmittelbar auf den Gurtwinkeln liegende Lamelle beiderseits um 60 bis 70 mm breiter auszuführen (Fig. 438); die Untergurtlamellen werden dabei entweder alle in gleicher oder auch in verschiedener Breite (Fig. 433^b) ausgeführt.

Nach der Vernietung werden alle Fugen mit Asphaltkitt verstrichen und darauf die ganze Oberfläche der Fahrbahntafel zweimal mit Teer + Asphalt gestrichen und mit feinem Sand übersiebt.

Das durch das Schotterbett dringende Wasser sammelt sich an den tiefsten Punkten der Buckelbleche; hier sind Bohrungen von 25 bis 40 mm ϕ angebracht, die mit einer Kieshaube bedeckt sind, das sind halbkugelförmige, mit Öffnungen für den Wasserablauf versehene gußeiserne

Siebe (Fig. 439 und 440)¹⁾; an das Bohrloch schließt sich die Tülle, das ist ein Abflußrohr von 30 bis 40 mm Weite, das in untergehängte Längsrinnen aus Zinkblech, verzinktem Eisenblech oder verzinktem \sqcup - oder \wedge -Eisen von wenigstens 80×60 mm freier Querschnittsfläche entwässert; diese Rinnen sind entweder unter dem Querträger aufgehängt (Fig. 404^b) oder aber bei fehlender Konstruktionshöhe durch den Querträgersteg geführt (Fig. 388^b), der dann entsprechend auszusteifen ist; sie erhalten von der Mitte

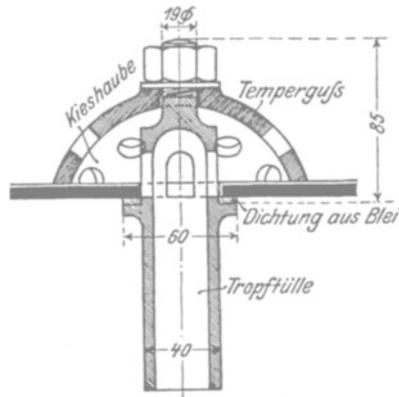


Fig. 439.

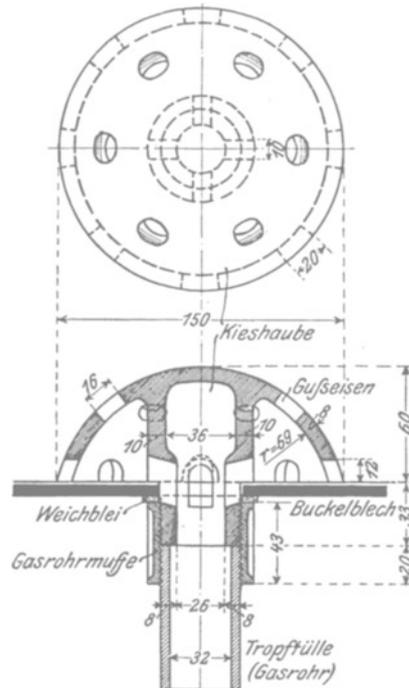


Fig. 440.

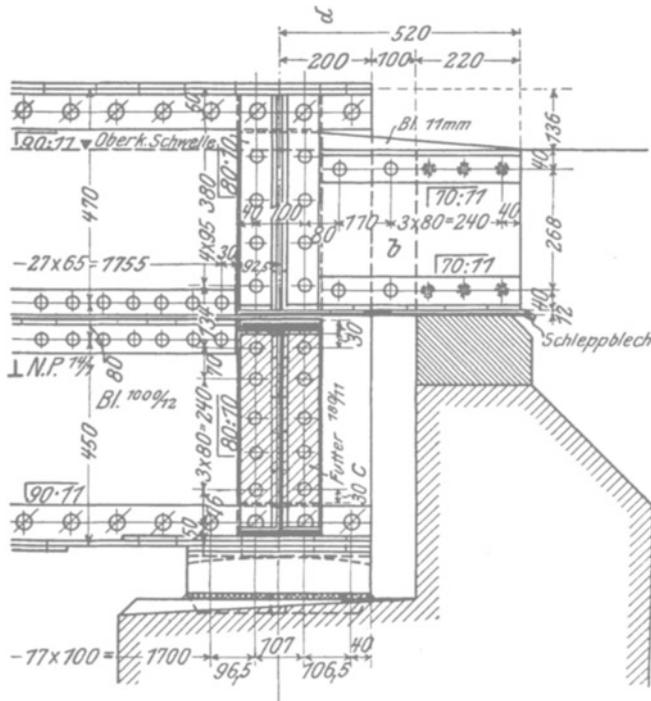


Fig. 441^a.

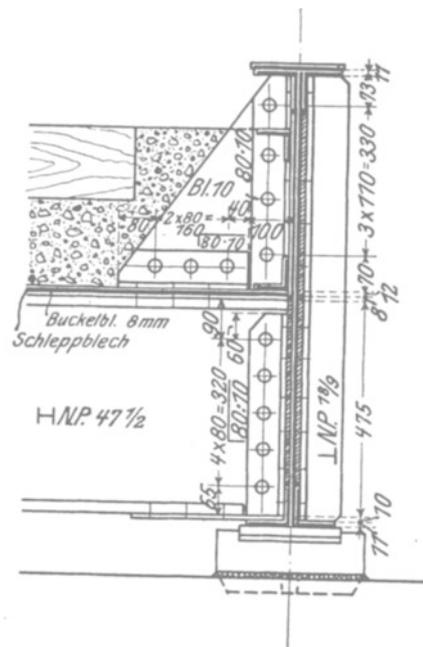


Fig 441^b. Schnitt c—d.

¹⁾ Fig. 439 System C. H. Jucho-Dortmund; Fig. 440 System Aug. Klönne-Dortmund.

zu den Widerlagern hin ein Gefälle von mindestens 1:100, besser 1:50 und entwässern in parallel den Widerlagern laufende, mit einem Gefälle nicht unter 1:50 verlegte Querrinnen und durch diese in die Abfallrohre.

Statt dieser Einzelentwässerung einer jeden Buckelplatte kann man bei Brücken bis etwa 10 m Spannweite auch die Fahrbahn als Ganzes nach den beiden Widerlagern hin entwässern. Die Buckelbleche werden dann bis etwa 3 cm über Fahrbahn tafeloberkante mit Beton ausgefüllt, dessen Oberfläche ein Quergefälle von 1:50 bis 1:80 nach

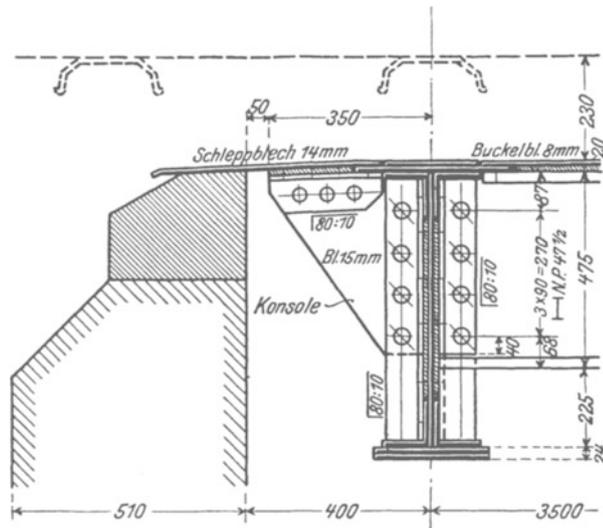


Fig. 442.

der Brückenmitte hin und ein Längsgefälle von 1:20 bis mindestens 1:80 von der Mitte nach beiden Widerlagern hin erhält; der Beton erhält einen wasserdichten Überzug aus Asphaltfilz ohne oder mit Bleienlagen oder aus Tektolith, zu dessen Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachschiicht angeordnet wird.

Der Übergang von der Fahrbahn zu den Widerlagern wird durch wagerechte (Fig. 441) oder schwach geneigte (Fig. 442) Schleppbleche von 10 bis 16 mm Stärke vermittelt, die einerseits auf dem Endquerträger,

andererseits auf dem Abdeckstein des Widerlagers aufrufen; am beweglichen Auflager müssen sie das Widerlager um das Längsverschiebungsmaß der Hauptträger überragen. Bei größerer Freilage werden sie in der Achse der Längsträger durch Konsolen verstärkt (Fig. 442). Der seitliche Abschluß des Kiesbetts wird durch senkrechte Bleche (b in Fig. 441*) erreicht, die oben und unten durch Winkeleisen gesäumt und mit dem Schleppblech vernietet sind.

Der Ersatz der Buckelbleche durch ebene Bleche erfordert einen erheblichen Mehraufwand an Blechstärke und an Längs- und Querträgern, da die geringere Tragfähigkeit eine engere Teilung bedingt.

2. Tonnenbleche,

die verzinkt oder mit Asphaltlack gestrichen werden. Die Pfeilhöhe beträgt $\frac{1}{8}$ bis $\frac{1}{12}$ der Freilage. Sie liegen mit ihrer Längsachse entweder parallel der Brückenachse, so daß sie mit den Längsträgern bzw. unmittelbar mit den Hauptträgern (Fig. 433^b) vernietet sind, oder aber rechtwinklig zur Brückenachse, so daß sie mit den Querträgern vernietet und an beiden Enden durch halbe Buckelbleche abgeschlossen sind (Fig. 486). In letzterem Falle erfolgt die Entwässerung wie beim Buckelblechbelag, im ersteren aber stets nach den beiden Widerlagern, seltener zur Brückenmitte hin; das Längsgefälle wird dabei entweder durch allmähliche Verkleinerung der Pfeilhöhe bei gleichbleibender Trägerhöhe oder aber umgekehrt durch Verkleinerung der Trägerhöhe bei gleichbleibender Pfeilhöhe hergestellt. Dichtung, Entwässerung und Anschluß an die Widerlager erfolgt nach den unter 1. gegebenen Grundsätzen.

3. Beton

ohne oder mit Eiseneinlagen wird bei Brücken bis zu 12 m Spannweite mit oberliegender Fahrbahn verwendet. Das Traggerippe der Brücke (Fig. 443) besteht aus in 0,5 bis 0,7 m Entfernung angeordneten Hauptträgern aus H-NP oder Diff., bei deren Berechnung eine Verteilung der Gleislast auf 3,5 m Brückenbreite angenommen werden kann; die Zwischenräume sind mit Beton

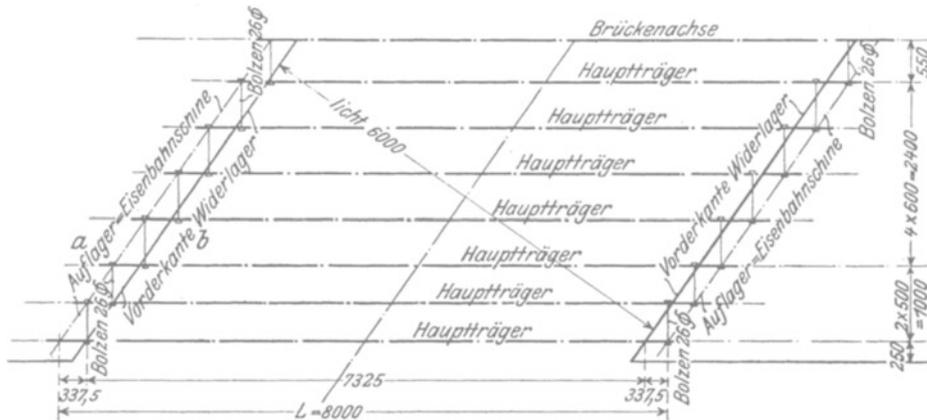


Fig. 443^a.

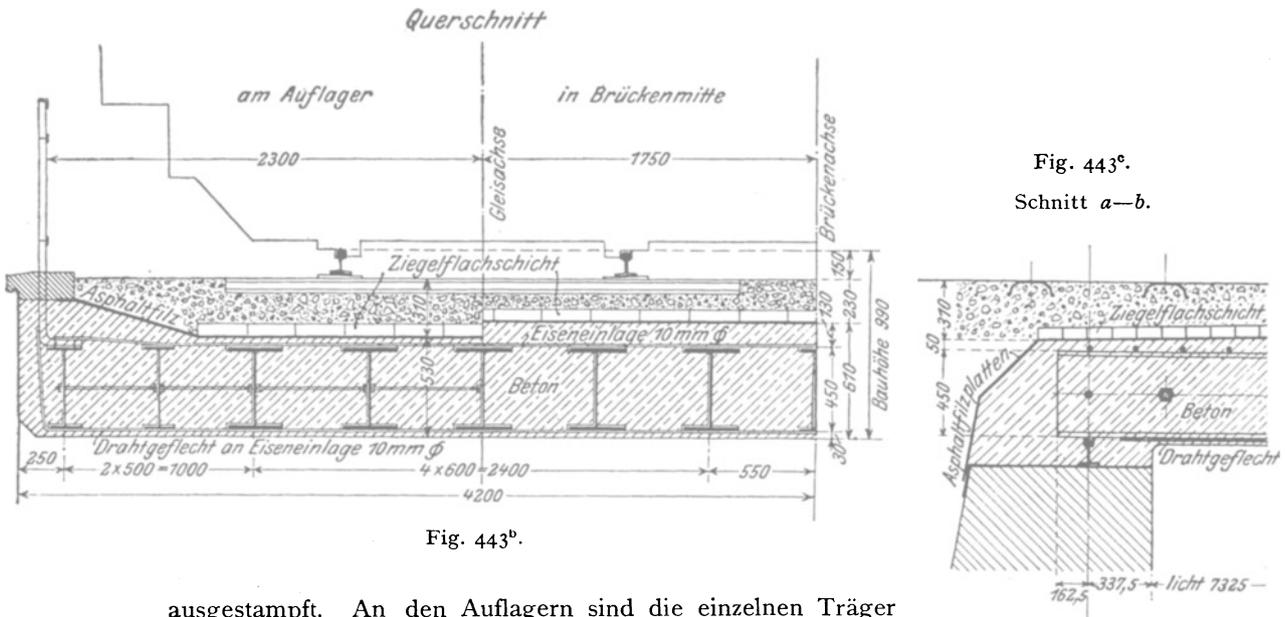


Fig. 443^b.
Schnitt a—b.

ausgestampft. An den Auflagern sind die einzelnen Träger durch Bolzen von 20 bis 26 mm ϕ miteinander verbunden und auf einer durchlaufenden Mauerlatte aus H-Eisen oder Eisenbahnschienen (Fig. 443^a) gelagert. Über den Hauptträgern sind rechtwinklig oder noch besser unter 45° bis 60° zu deren Achse Rundeisen von 10 bis 13 mm ϕ in 80 bis 120 mm Entfernung angeordnet, um das Auftreten von Querrissen im Beton zu verhindern und eine gleichmäßige Verteilung der Gleislast auf alle in Rechnung gestellten Hauptträger zu erreichen. Unter

den Hauptträgern ist ein Drahtgeflecht angehängt, das mit einem 30 bis 50 mm starken Zementputz beworfen wird, um die eisernen Träger auch von unten her gegen Rostbildung zu schützen.

Die Oberfläche des Betons erhält zur Entwässerung von Mitte Öffnung nach beiden Widerlagern hin ein Längsgefälle von 1 : 20 bis mindestens 1 : 80, wobei die kleinste Betonstärke über den Hauptträgern am Widerlager mindestens 50 mm betragen soll; sie wird mit einer wasserdichten Abdeckschicht aus Asphaltfilz, geteeter Jute oder Asphaltbleiisolierung versehen, zu deren Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachschiicht angeordnet wird.

Mit Rücksicht auf die geringe Stützweite und die geschützte Lage der Eisenträger im Beton wird auf die Berücksichtigung der Wärmeschwankungen, also auf die Anordnung eines beweglichen Auflagers verzichtet, so daß sich der Übergang zu den Widerlagern, besonders bei schiefen Brücken, sehr einfach gestaltet (Fig. 443^a). Um aber bei der Durchbiegung des Überbaues eine Rissebildung im Widerlager zu vermeiden, sind beide durch eine wagerechte (Fig. 443^b) oder lotrechte Fuge zu trennen.

III. Die Längsträger.

1. Grundrißanordnung.

a) **Unmittelbare Schienenauflagerung.** Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar auf den Längsträgern, so werden diese in 1,5 m Mittenentfernung symmetrisch zur Brückenachse angeordnet.

b) **Querschwellenoberbau.** Im geraden Gleis werden die Längsträger stets symmetrisch zur Brückenachse angeordnet. Ihre geringste zulässige Mittenentfernung von 1,5 m erfordert zwar die kleinste Schwellenhöhe, wird

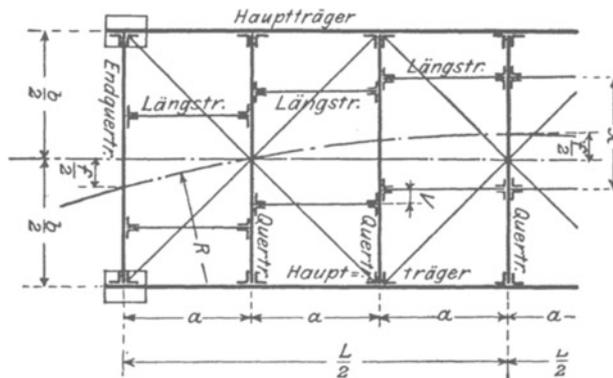


Fig. 444.

aber nur ausnahmsweise bei sehr beschränkter Konstruktionshöhe gewählt, weil sie ein hartes Fahren und stärkere Querträger ergibt. Der gebräuchliche Mittenabstand der Längsträger ist $\lambda = 1,6$ bis 2,0 m.

Bei Kurven mit einem Radius $R > 250$ m wird dieselbe Anordnung wie im geraden Gleis gewählt (Fig. 386^b), nur ist die Entfernung λ um die

Pfeilhöhe f (Fig. 405) zu vergrößern, damit an keiner Stelle die Schienen außerhalb der Längsträger liegen.

In Kurven mit einem Radius $R \leq 250$ m werden die Längsträger in den einzelnen Feldern gegeneinander versetzt (Fig. 444), um zu starke Schwellen zu vermeiden und eine gleichmäßigere Beanspruchung beider Längsträger herbeizuführen. Das Maß v der Versetzung muß mindestens gleich dem doppelten Wurzelmaß der Anschlußwinkel \pm der Stegstärke des Längsträgers sein.

c) **Durchführung des Schotterbetts.** Je nach der Breite der Brücke ordnet man einen (Fig. 404 und 406) oder drei (Fig. 388) Längsträger zwischen zwei Hauptträgern an; ihre Entfernung ist durch die Abmessungen der Tonnen- bzw. Buckelbleche bedingt, deren Breite nicht über 1,8 bis 2,0 m gewählt wird.

2. Querschnittsausbildung.

Die Längsträger erhalten meist H NP , bei geringer Konstruktionshöhe auch H Diff , I -förmigen Querschnitt; nur bei Fachweiten $a \geq 6,0 \text{ m}$ werden Blechträger, selten Fachwerkträger verwendet; die Höhe soll zweckmäßig $\frac{1}{8}$ bis mindestens $\frac{1}{8}$ der Spannweite betragen.

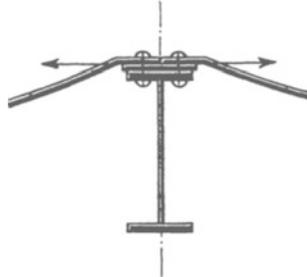


Fig. 445.

Sind bei Durchführung des Schotterbetts die Querträger als Blechträger mit einer breiten oberen Lamelle (Fig. 438) zur Auflagerung der Buckelbleche ausgebildet, so empfiehlt es sich, dem Längsträger ebenfalls eine obere Lamelle von gleicher Stärke zu geben (Fig. 445); einmal erreicht man dadurch eine willkommene Verstärkung des oberen Flansches gegen Abbiegen und gegen die Zugkräfte der anschließenden Buckelplatten; dann aber kann der obere Flansch durch die Niete nn (Fig. 446) unmittelbar an die vorstehende Querträgerlamelle angeschlossen und dadurch eine wesentliche Entlastung der senkrechten Anschlußniete (vgl. 3.) und eine Aussteifung der Lamelle selbst erreicht werden; endlich wird das notwendige Ausarbeiten des oberen Längsträgerflansches auf ein Kleinmaß beschränkt.

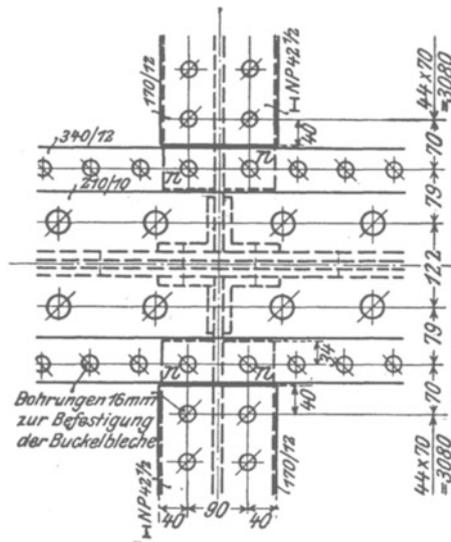


Fig. 446°.

Bei Fachweiten $a \geq 3,0 \text{ m}$ ist der Steg bzw. das Stehblech des Längsträgers in der Mitte oder in den Drittelpunkten durch senkrechte Winkelisen auszusteifen.

Das Ausbiegen des gedrückten Obergurts aus der senkrechten Ebene (Fig. 81) ist bei Buckel- und Tonblechbelag ausgeschlossen, bei Querschwellenoberbau aber durch die Querschwellen selbst zu verhindern, auf

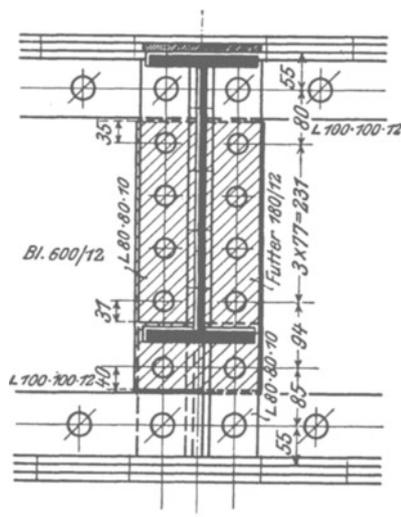


Fig. 446^a.

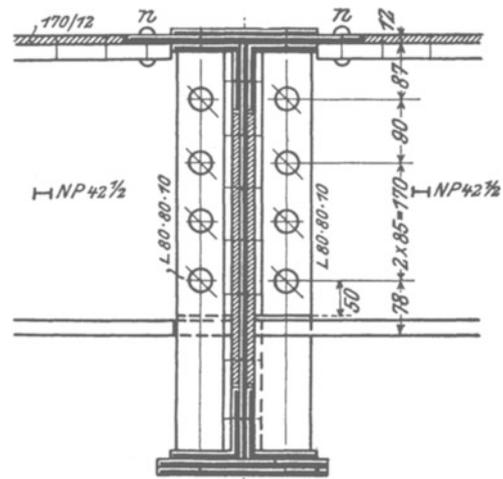


Fig. 446^b.

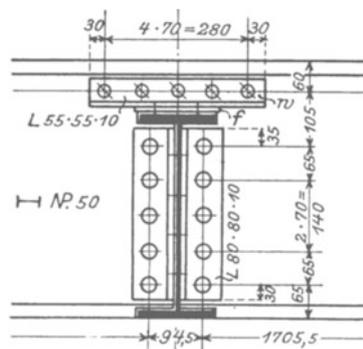
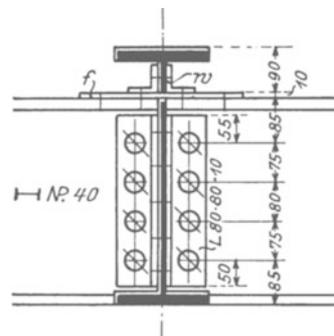
Fig. 446. Anschluß des mittleren Querträgers (Fig. 388) an den Querträger.

kante und Längsverbandoberkante ein Spielraum von mindestens 40 bis 50 mm verbleibt. Zum Anschluß an die Querträger dienen besondere wagerechte Winkeleisen w (Fig. 447^{a u. c}).

3. Anschluß an die Querträger.

a) Längsträger oberhalb der Querträger. Die Längsträger können mit guß- oder flußeisernen Unterlagplatten so aufgelagert werden, daß sie ihren Auflagerdruck genau zentrisch in der Stegachse des Querträgers abgeben; werden nur die in der Mitte der Spannweite liegenden Längsträger fest mit den Querträgern bzw. mit dem etwa vorhandenen Bremsverband verbunden, die übrigen aber längsverschieblich gelagert, so bleiben sie unabhängig von den durch die Verkehrslast erzeugten Längenänderungen der Hauptträger. Zum Schutz gegen Abheben dienen Klemmplatten (Fig. 199, 335); zum Schutz gegen Kanten werden die nebeneinanderliegenden Längsträger in den Auflagerpunkten bzw. bei Fachweiten $a > 3,5$ m auch noch in der Mitte durch vollwandige oder gegliederte Querrahmen miteinander verbunden, an die sich auch der etwa vorhandene Längsverband (Fig. 384) anschließt.

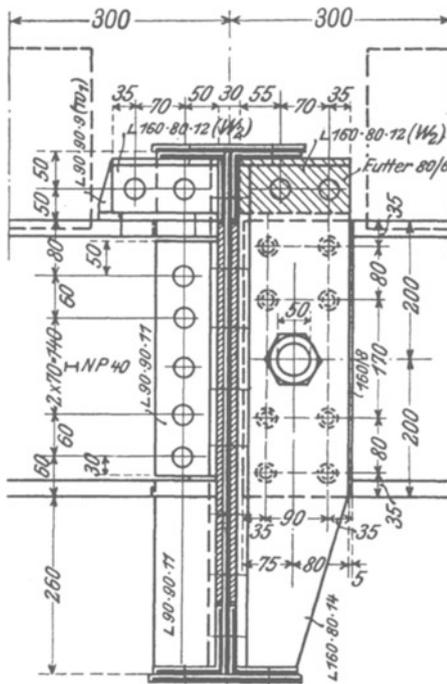
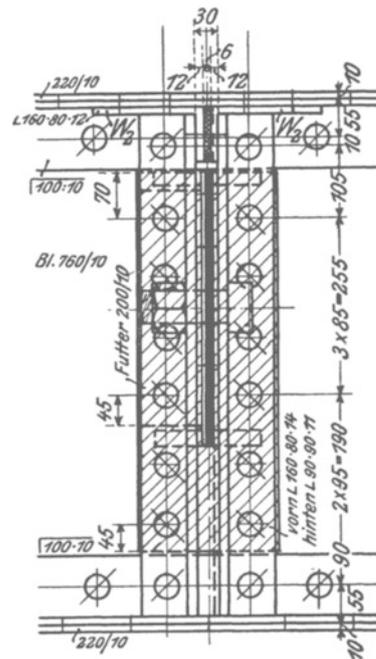
b) Längsträger zwischen den Querträgern. Der Anschluß erfolgt durch Winkeleisen nach den im 3. Kap. B13 erörterten Regeln. Wegen der Größe und Geschwindigkeit der Verkehrslasten ist die Gefahr der Verdrehung des Querträgers und des Losrüttelns der oberen Anschlußniete (Fig. 108) in be-

Fig. 449^a.Fig. 449^b.

sonders hohem Maße gegeben. Eine wesentliche Verminderung dieser Gefahr erreicht man durch die Ausbildung des Anschlusses nach Fig. 447; hier ist der durchgehende Längsträgerflansch durch ein wagerechtes Winkeleisen w_1 und ein senkrechtes Blech an den durchlaufenden Anschlußwinkel angeschlossen, der sich seinerseits durch die ein- oder zweiseitig angeordneten Winkeleisen w_2 an die Gurtung des Querträgers anschließt; die Scherfestigkeit der Niete I und II (Fig. 447^{b u. d}) widerstrebt dem Losrütteln der Anschlußniete im Querträger durch Anfnahme der durch die teilweise Einspannung des Längsträgers erzeugten Horizontalkraft. Eine ganz ähnliche Anordnung ist in Fig. 450 dargestellt.

Eine fast vollkommene Entlastung der Anschlußniete von den wagerechten Zugkräften erreicht man durch die Verbindung der Obergurte der an einem Querträger zusammenstoßenden Längsträger durch wagerechte Bleche oder Flacheisen. Eine solche Verbindung ist unumgänglich erforderlich, wenn der Längsträger als Kragträger wirkt; ein Beispiel zeigt Fig. 431, bei

der das Längsträgerstück k durch die Flacheisen f an den oberen Flansch des durchlaufenden Längsträgers angeschlossen ist. Man erkennt, daß diese Verbindung keine Schwierigkeiten bietet, wenn Quer- und Längsträger mit ihrer Oberkante bündig liegen; sie wird bei Durchführung der Bettung schon durch die Buckelbleche selbst hergestellt; daher auch der Vorteil der Anschlußniete n in Fig. 446. Liegt dagegen die Oberkante des Längsträgers tiefer als die des Querträgers, so muß das Verbindungsflacheisen f durch einen im Steg bzw. Stehblech des Querträgers angebrachten Schlitz durchgesteckt werden (Fig. 449); die Verschwächung des Querträgers kann bei hinreichender Höhe durch aufgenietete Winkeleisen (w in Fig. 449) ausgeglichen

Fig. 450^a.Fig. 450^b.

werden, nicht dagegen der Nachteil, daß keiner der Anschlußwinkel über die ganze Querträgerhöhe durchgeführt werden kann. Erfordert daher der Anschluß an das Widerlager die Auskrägung des Längsträgers nach Fig. 431, so ist es bei Querschwellenoberbau zweckmäßig, den Endquerträger mit gleicher Steghöhe wie die Längsträger auszubilden (vgl. Aufg. 72 und 74 II).

Steht am Widerlager genügende Höhe zur Verfügung, so kann der Endquerträger auch so tief gelegt werden, daß die Längsträger über ihn fortlaufen, eine Anordnung, die besonders bei großen Spannweiten mit genieteten Fahrbahnträgern mit Vorteil angewendet werden kann.

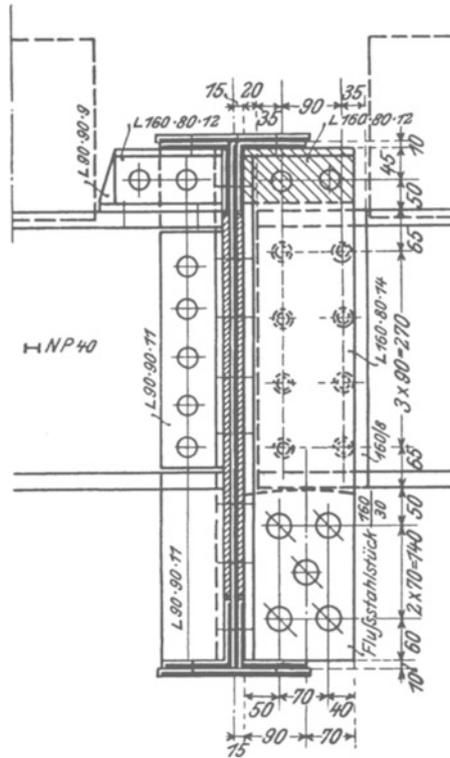
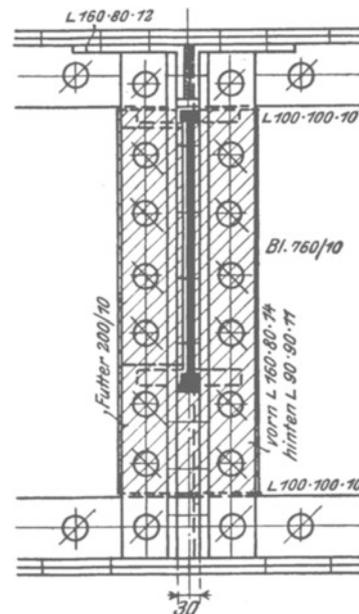
c) Gelenkanschuß bei Gerberträgern. Sind die Hauptträger mit Gelenken als Gerberträger ausgebildet, so müssen die Längsträger an den Orten dieser Gelenke ebenfalls gelenkig an die Querträger angeschlossen werden.

Bei Hauptträgern ohne Gelenke empfiehlt sich eine Unterbrechung der Fahrbahn durch längsverschieblichen Gelenkanschuß der Längsträger an ein oder mehreren Stellen bei Spannweiten von etwa 80 m an immer dann, wenn die Querträger fest an die Haupt-

träger angeschlossen sind, um den Einfluß der durch die Verkehrslast erzeugten Längenänderungen der Hauptträger auf die Längsträger abzuschwächen.

Am festen Gelenk erfolgt der Anschluß meist durch Gelenkbolzen (Fig. 450), die nach den Regeln des 2. Kap. auf Abscheren, Lochleibung und Biegung zu berechnen sind; zur Herabminderung des Lochleibungsdrucks kann die Stegstärke durch beiderseits mit versenkten Nietnieten angeschlossene Flacheisen ($\frac{160}{8}$ Fig. 450^a) vergrößert werden.

Am beweglichen Gelenk kann der anschließende Längsträger mit einem Langloch versehen werden; bei größeren Fachweiten ist es aber zweckmäßiger,

Fig. 451^a.Fig. 451^b.

ihn auf ein zwischen den Anschlußwinkeln eingennietetes, oben gewölbtes Flußstahlstück aufzulagern (Fig. 451); nur bei großen Spannweiten werden auch auf Konsolen gelagerte Gleitlager verwendet, die die ungeschwächte Durchführung des Längsträgers gestatten.

In allen Fällen wirkt der Auflagerdruck des Längsträgers wegen der erforderlichen großen Breite der Anschlußwinkel bzw. Konsolen weit außerhalb der Querträgerachse, so daß die Zugbeanspruchung der oberen Anschlußniete hier eine besonders große ist und Vorkehrungen nach Fig. 447, 450 und 451 erfordert (vgl. auch Fig. 485 und 489 des 12. Kap.). Ist das Höhenmaß zwischen Unterkante Quer- und Längsträger groß, so muß dabei der Untergurt des Querträgers gegen die eintretende Verdrehung durch dreieckige Konsolbleche gegen den Untergurt des fest anschließenden Längsträgers abgestützt werden (vgl. Fig. 489 im 12. Kap.).

Nebenquerträger erforderlich (Fig. 388), so werden sie aus H -Eisen gebildet; ist dabei der Hauptquerträger ein Blechträger, so erhalten sie zweckmäßig eine obere Lamelle (¹⁴⁰/₁₂ Fig. 452) aus den schon bei den Längsträgern angeführten Gründen: Verstärkung des oberen Flansches gegen die Zugkräfte der Buckelbleche, unmittelbarer Anschluß durch die Niete n (Fig. 452^{b u. c}) an den Randlängsträger, dadurch Aussteifung des unteren Gurtwinkels dieses Längsträgers, endlich Kleinmaß der erforderlichen Ausarbeitung für den oberen Flansch des Nebenquerträgers.

Zur Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs und zur Sicherung des gedrückten Obergurts gegen Ausknicken aus der senkrechten Querträgerebene genügen im allgemeinen die Anschlußwinkel der Längsträger; liegen diese oberhalb der Querträger, so sind an ihren Auflagerpunkten besondere Aussteifungswinkel anzuordnen.

3. Anschluß an die Hauptträger.

a) Querträger oberhalb der Hauptträger. Die Querträger werden entweder fest mit den Obergurten der Hauptträger vernietet oder aber, um die hierbei auftretende Verdrehung der Gurtungen zu vermeiden, mit guß- oder flußeisernen Unterlagplatten zentrisch und frei drehbar aufgelagert; wird dabei nur der mittelste Querträger fest, die übrigen aber längsverschieblich gelagert, so bleibt das Fahrbahngerippe unabhängig von den Längenänderungen der Hauptträger; die Verschiebung in der Querrichtung der Brücke wird durch Nasen oder Anschlagleisten in den Unterlagplatten, das Abheben durch Klemmplatten, das Kanten endlich durch die fest an die Querträger angeschlossenen Längsträger verhindert.

b) Querträger zwischen den Hauptträgern. *a)* Die Querträger sind nur Glieder der Wind- und Querverbände, wenn entweder in beiden Gurtebenen ein Windverband und zwei Endquerverbände (Fig. 67) oder aber nur in einer Gurtebene ein Windverband und in allen senkrechten Knotenpunktebenen Querverbände (Fig. 72) vorhanden sind; sie erhalten dann durch die wagerechten Kräfte zusätzlich nur Zug- bzw. Druckkräfte, so daß ihr Anschluß an die Hauptträger nur den senkrechten Stützdruck zu übertragen hat. Dieser Anschluß erfolgt durch Winkeleisen nach den Regeln des 3. Kap. In den Knotenpunkten des Hauptträgers, in denen Knotenbleche in der Hauptträgerebene entbehrlich sind, z. B. in den Punkten (X), (II) und (IV), der Fig. 386^a, wird die Entlastung der oberen Anschlußniete von den Zugkräften durch senkrechte Bleche (s in Fig. 386^c) erreicht, die durch die Vertikalen des Hauptträgers hindurchgreifen; in den übrigen Knotenpunkten (I) und (III) können diese Bleche (s_1 in Fig. 386^d) nur unterhalb der Knotenbleche durch die Vertikale durchgreifen und müssen daher noch durch besondere Winkeleisen (w in Fig. 386^d) angeschlossen werden, deren obere Niete durch wagerechte, an den Obergurt angeschlossene Bleche (a) entlastet werden.

Da sich diese Bleche a nur an das innere C -Eisen des Obergurts anschließen, sind die unteren Flanschen beider L -Eisen beiderseits dicht neben dem Knotenblech durch wagerechte Bleche zu verbinden, um der Gefahr des Abreißen des inneren C -Eisens zu begegnen.

Besteht die Vertikale aus einem gewalzten H -Eisen, wie z. B. in Punkt (3), bis (5), der Fig. 414^c, so sind zum Anschluß der senkrechten Bleche s stets Anschlußwinkel w (Fig. 414^a) erforderlich; eine vollständige Entlastung der

Bei geschlossenen Portalrahmen sind die Momente in den Anschlußpunkten positiv oder negativ (Fig. 413, 416 bis 419), so daß beide Querträgergurte Zugkräften ausgesetzt sein können. Daher werden zunächst die unteren Gurtwinkel durch wagerechte Bleche (*a* Fig. 414^b), die meist gleichzeitig zum Anschluß des Windverbands dienen (Fig. 453), unmittelbar an den Untergurt des Hauptträgers, die oberen Gurtwinkel aber an ein senkrecht angeordnetes Anschlußblech (*s* Fig. 414^b und 453) angeschlossen, das so hoch geführt wird, wie das Normalprofil gestattet, oberhalb der Knotenbleche des Hauptträgers durch die stets als Blechträger ausgebildete Vertikale durchgeführt und zur Verhinderung des Ausknickens an seiner Schrägkante mit Winkeleisen gesäumt wird.

Zur Ermittlung der erforderlichen Abmessungen und Anschlußniete betrachtet man die Hauptträgervertikale nach Fig. 453^o als einen Kragträger auf 2 Stützen, der im freien Endpunkt mit H belastet ist. Die Auflagerdrücke berechnen sich zu $\mathfrak{R}_1 = \frac{Hh}{c}$ und $\mathfrak{R}_2 = \frac{H(h-c)}{c}$. Der Stützdruck \mathfrak{R}_2 wird unmittelbar durch das wagerechte Anschlußblech *a* in den Windverband übergeleitet; die Zerlegung von \mathfrak{R}_1 in senkrechter und schräger Richtung ergibt die Zug- bzw. Druckkraft in den Saumwinkeln. Zu der Kraft H liefert der auf den betreffenden Obergurtnotenpunkt entfallende Winddruck W den Beitrag $\pm \frac{W}{2}$, der exzentrische Anschluß des Querträgers aber hinreichend genau den Beitrag $N \frac{n}{h}$, wenn N der größte Querträgerstützdruck und n die Entfernung der

Wurzellinie seines Anschlußwinkels von der Vertikalebene des Hauptträgers ist (vgl. Fig. 108^o).

Bei offenen Halbrahmen sind die Momente in den Anschlußpunkten bei belasteter Brücke stets positiv (Fig. 424), so daß nur der untere Querträgergurt Zugspannungen erleidet; er wird daher unmittelbar an die Hauptträgergurtung durch ein wagerechtes Blech angeschlossen (Fig. 108), das meist gleichzeitig zum Anschluß der Windverbanddiagonalen dient (Fig. 454). Zur Entlastung der oberen Anschlußniete werden auch hier zwischen Querträgerobergurt und Hauptträgervertikalen dreieckige Bleche eingeschaltet (Fig. 108, 404^b, 441^b, 455^{b u. c}), die bei größerer Höhe zum Schutz gegen Ausknicken durch Winkeleisen gesäumt werden (Fig. 387^b); bei

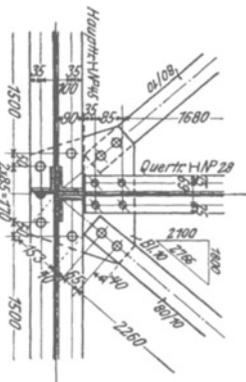


Fig. 454 (vgl. Fig. 425^a).

genieteten Querträgern und Vertikalen kann an Stelle des durchlaufenden Blechs eine dreieckförmige Stabaussteifung treten (Fig. 388^b).

V. Die Hauptträger.

1. Grundrißausbildung.

a) Gerade Brücken. Der Schnittwinkel der sich kreuzenden Verkehrswege ist 90° . Die Hauptträger bilden mit den Endquerträgern ein Rechteck, dessen Längsachse parallel der Gleisachse bzw. in Krümmungen parallel der Bogensehne (Fig. 405) liegt.

a) Fahrbahn oberhalb der Hauptträger. Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Hauptträgern, so ist deren Entfernung $b = 1,5$ m.

wählt. In Gleiskrümmungen (Fig. 427) sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend zu vergrößern.

Bei Durchführung der Bettung wird bei Tonnen- und Buckelblechbelag ^{ohne} mit Einschaltung eines Längsträgers $b = \begin{matrix} 1,75 \text{ bis } 2,25 \text{ m (Fig. 433)} \\ 3,50 \text{ bis } 4,50 \text{ m (Fig. 406)} \end{matrix}$ gewählt.

Bei Betonabdeckung (Fig. 443) endlich ist $b = 0,5 \text{ bis } 0,75 \text{ m}$.

β) **Fahrbahn zwischen den Hauptträgern.** Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Querträgern (Fig. 425), so wird $b = 2,1 \text{ m}$ gewählt.

Bei Querschwellenoberbau richtet sich die Hauptträgerentfernung b nach der Umgrenzungslinie des lichten Raumes (Fig. 434). Liegt die Fahrbahn halb versenkt (Fig. 386), so wird in der geraden Strecke für $L = 20$ bis 50 m die Entfernung $b = 2,5 \text{ bis } 4,0 \text{ m}$ gewählt. In Gleiskrümmungen sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend zu vergrößern. Liegt die Fahrbahn ganz versenkt (Fig. 387 und 414), so ergibt sich, wenn die Hauptträger in den 1. oder 2. Absatz des Normalprofils hineinreichen (Fig. 404 und 455), $b = 2,6 \text{ bis } 3,8 \text{ m}$, wenn sie aber mehr als $0,76 \text{ m}$ über S.O. hinausgehen (Fig. 387), $b = 4,8 \text{ bis } 5,0 \text{ m}$, nämlich = Breite des Normalprofils

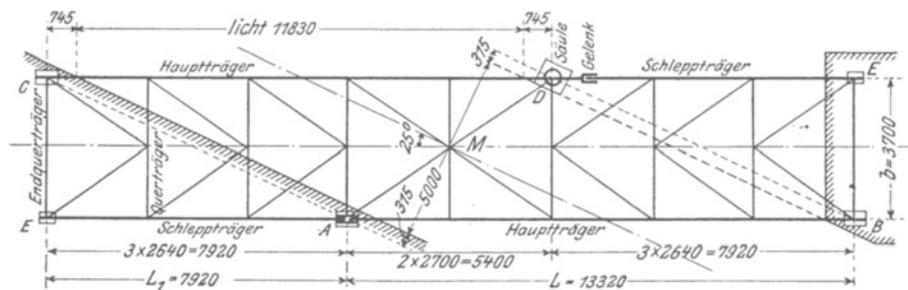


Fig. 456.

$4,0 \text{ m} +$ Obergurtbreite $+ 2 \times 0,2 \text{ m}$ Spielraum. In Kurven sind die Breiten b entsprechend zu vergrößern, wobei besonders noch auf die Schiefstellung des Normalprofils (Fig. 405) Rücksicht zu nehmen ist.

Bei Durchführung der Bettung soll die Breite des Schotterbetts mindestens $3,3 \text{ m}$ betragen, so daß sich für Hauptträger im 1. oder 2. Absatz des Normalprofils (Fig. 404) $b = 3,4 \text{ bis } 3,8 \text{ m}$, für höhere (Fig. 388) $b = 4,8 \text{ bis } 5,0 \text{ m}$ ergibt.

b) Schiefe Brücken. Der Schnittwinkel der sich kreuzenden Verkehrswege ist $< 90^\circ$. Die Anordnung schiefer Endquerträger ist wegen der erforderlichen schwierigen und teuren schiefen Anschlüsse grundsätzlich zu vermeiden.

Weicht der Schnittwinkel nur wenig von 90° (Fig. 427), so ordnet man den Grundriß wie den einer geraden Brücke an, indem man die Auflagerepunkte der Hauptträger in ungleicher Entfernung von Vorderkante Widerlager legt; die geringste Entfernung soll dabei 300 mm betragen.

Bei größerer Abweichung des Schnittwinkels von 90° bildet man den Grundriß der Brücke nach Fig. 455 aus; außer den 4 Auflagern für die Hauptträger ist auf jedem Widerlager in der Längsträgerachse noch je ein Auflager für die Endquerträger angeordnet.

Bei sehr spitzem Schnittwinkel ordnet man auf jedem Widerlager in der Verlängerung der Hauptträgerachse je einen Schleppträger an (Fig. 456); wird dabei die Vorderkante des Widerlagers schräg zur Brückenachse ausgebildet, so erhalten Schlepp- und Hauptträger ein gemeinsames Auflager (A Fig. 456); liegt dagegen diese Vorderkante rechtwinklig zur Brückenachse, so wird der Schleppträger mit einem Gelenk an den auf einer Säule (D Fig. 456) aufgelagerten Hauptträger angeschlossen.

2. Querschnittsausbildung.

a) **Vollwandige Träger** haben bis etwa 20 m Stützweite vor den Fachwerkträgern den Vorzug der einfacheren Herstellung, der leichteren und billigeren Unterhaltung (wegen des geringeren Angriffs der geschlossenen Querschnittsform durch Rost), der größeren Unabhängigkeit in der Querträger- und Schwellenteilung und des einfacheren Anschlusses des Fahrbahngerippes an Hauptträger und Widerlager, besonders bei schiefen Brücken; dem größeren Eigengewicht steht der geringere Einheitspreis und der verminderte Einfluß der Stöße der Fahrzeuge gegenüber.

a) Gewalzte Profile (I- und Diff.) kommen bei Anordnung von 2 Hauptträgern (Fig. 425) bis etwa $L = 8,0$ m, bei Anordnung mehrerer Hauptträger mit Betonabdeckung (Fig. 443) bis etwa $L = 12,0$ m und zwar ohne Überhöhung in der Mitte zur Verwendung.

β) Genietetete Blechträger erhalten zweckmäßig eine Stehblechhöhe $h = \frac{1}{8}L$ bis $\frac{1}{9}L$, die aber bei geringer Konstruktionshöhe auf Kosten des Eigengewichts auf $\frac{1}{16}L$ bis $\frac{1}{20}L$ verringert werden darf, solange nur die Durchbiegung den Wert $\frac{1}{1200}L$ bis $\frac{1}{1000}L$ nicht überschreitet. Die Stärke δ des Stehblechs soll mit Rücksicht auf die Rostgefahr, die Knicksicherheit und den zulässigen Lochleibungsdruck mindestens 10 mm, bei Stehblechhöhen über 800 mm besser 12 mm betragen. Die Gurtwinkel werden meist gleichschenkelig, seltener ungleichschenkelig mit 10 bis 16 mm Schenkelstärke ausgeführt. Die Lamellen sollen beiderseits über den Winkelkanten um einige Millimeter, höchstens aber um das 2- bis $2\frac{1}{2}$ -fache ihrer Stärke vorstehen; bei größerem Überstand sind die vorstehenden Teile gegen Knicken besonders zu schützen. Wird die unmittelbar auf den Gurtwinkeln liegende Lamelle zur Aufnahme der Tonnen- oder Buckelbleche breiter als die übrigen Lamellen ausgeführt, so sind die vorstehenden Teile in 2,0 bis 2,5 m Entfernung auszusteifen, entweder unmittelbar durch die Querträger (Niete n in Fig. 446) oder durch die Querverbände (Winkel w in Fig. 433^b); dasselbe gilt für den Untergurt, wenn auch hier ungleiche Lamellenbreiten ausgeführt sind wie in Fig. 433^b. Um das Eindringen von Schmutz und Feuchtigkeit in die Fugen zwischen Stehblech und Obergurtwinkeln zu verhindern, ist die unmittelbar auf den Winkeln liegende Lamelle stets über die ganze Trägerlänge durchzuführen. Für die Ausbildung der Stöße und Aussteifungen gelten die Regeln des 3. Kap.

Nur Blechträger ohne Stehblechstoß werden ohne Überhöhung (Fig. 34) ausgeführt; alle übrigen erhalten in der Mitte eine Überhöhung u , die entweder gleich der durch die ständige Last erzeugten, nach Gl. 13 zu berechnenden Durchbiegung δ_1 oder aber bei größeren Spannweiten besser gleich $\delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2$ gewählt wird, wenn δ_2 die ebenfalls nach Gl. 13 zu berechnende Durchbiegung durch die Verkehrslast ist.

b) Fachwerkträger. Die Hauptträger werden mit Rücksicht auf die billigere Herstellung in der Werkstatt bis zu etwa $L = 50$ m Spannweite als Parallel- oder Trapezträger (Fig. 61^a und 61^b) mit einer Höhe $h = \frac{1}{8}L$, darüber hinaus als Parabel- oder Halbparabelträger (Fig. 61^a bis 61^b) mit einer Höhe $h = \frac{1}{7}L$ ausgeführt, weil dann die Eisenersparnis den Mehraufwand an Arbeitslöhnen überwiegt. Die Fachweite a (Fig. 380^a) wird so gewählt, daß der Neigungswinkel der Diagonalen 40° bis 50° , am besten 45° beträgt; ergeben sich bei diesem Winkel Fachweiten von mehr als 6,0 bis 8,0 m, so wählt man eine Unterteilung des Hauptsystems (Fig. 61^s), um allzu große Querschnittsabmessungen bei Quer- und Längsträgern zu vermeiden.

Die konstruktive Ausbildung der Hauptträger erfolgt nach den Regeln des 3. Kap. Da die Träger im Freien liegen, ist besonders darauf zu achten, daß offene Fugen und enge Zwischenräume vermieden werden, ebenso nach oben offene Querschnitte, die als Rinnen wirken oder die Bildung von Wassersäcken ermöglichen. Auf die Zugänglichkeit aller Teile zur Instandhaltung und Erneuerung des Anstrichs ist besonderer Wert zu legen. Mit Rücksicht auf die Rostgefahr sind Blechstärken unter 8 bis 9 mm, mit Rücksicht auf eine ordnungsmäßige Vernietung Nietdurchmesser unter 16 mm und daher Stabbreiten unter 55 mm zu vermeiden. Die Gurtungen werden möglichst aus \square -Eisen, die Füllungsstäbe aus Γ - oder \square -Eisen gebildet. Können die Vertikalen bzw. auch die Diagonalen als gleichzeitige Glieder geschlossener Portale oder offener Halbrahmen nicht aus gewalzten Profilen hergestellt werden, so sind sie als Blechträger auszubilden.

Die Überhöhung u in Mitte wird auch hier zu $u = \delta_1$, besser $u = \delta_1 + \frac{1}{2}\delta_2$ gewählt und nimmt gewöhnlich beiderseits nach einer Parabel bis auf Null über den Auflagerpunkten ab (Fig. 34).

Für Parallel- und Trapezträger auf 2 Stützen tritt für die Durchbiegung zu dem nach Gl. 13^b zu berechnenden Beitrag der Gurtungen noch der Einfluß der Füllungsstäbe hinzu; die gesamte Durchbiegung Δ kann annähernd aus der Gleichung $\Delta = \delta \left(1 + \frac{4h}{L}\right)$ berechnet werden, die mit $J_{max} = \frac{1}{2} F_{max} h^2$ (vgl. Fig. 95), wo F_{max} der größte vorhandene Gurtquerschnitt ist, in $\Delta = \frac{5,5}{24} \frac{L^2}{E F_{max} h^2} \left(1 + \frac{4h}{L}\right) M_{max}$ übergeht. Für den Parallelträger der Aufg. 16 ist $L = 28,0$ m, $h = 3,5$ m, $F_{max} = 172,6$ qcm (vgl. Zahlentafel 2) und nach Zahlentafel IV des Anhangs für einen Hauptträger für den Lastenzug A das größte Moment $M_{max} = \frac{1}{2} \cdot 728,2 = 364,1$ mt, daher berechnet sich die Durchbiegung durch die Verkehrslast zu $\Delta_2 = \frac{5,5}{24} \frac{28,0^2}{3,5^2} \frac{36410}{2150 \cdot 172,6} \left(1 + \frac{4 \cdot 3,5}{28,0}\right) = 2,2$ cm.

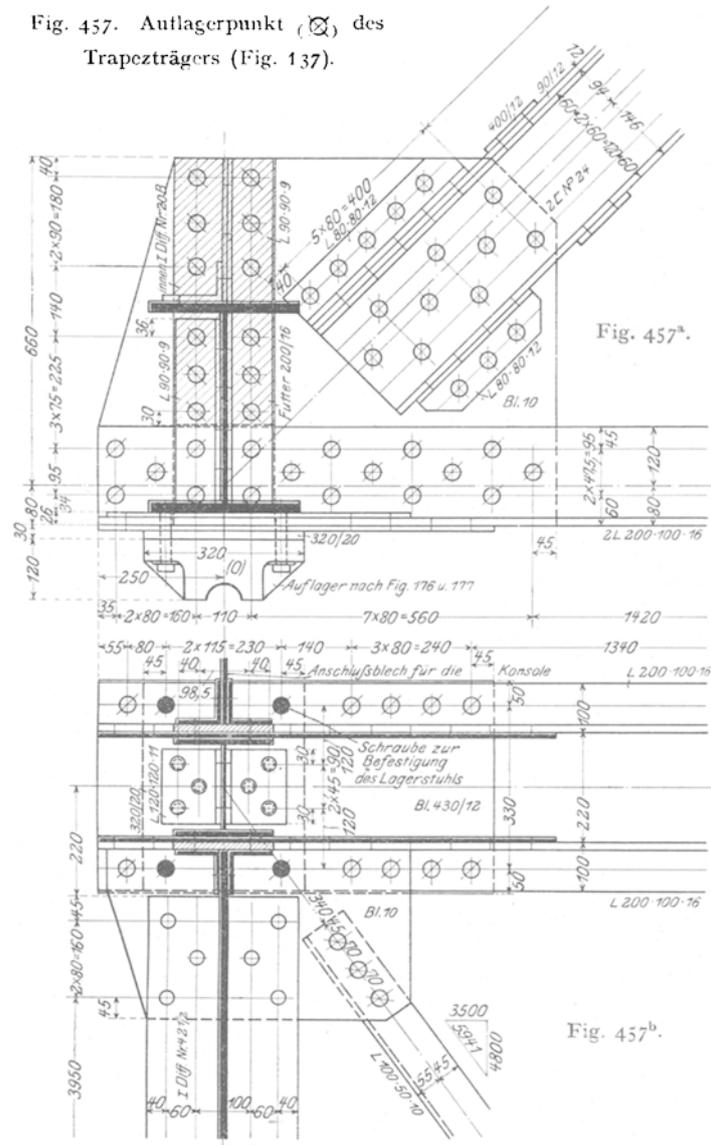
3. Auflagerung.

Bei den im Freien liegenden Trägern ist besonderer Wert darauf zu legen, daß der Ansammlung von Staub, Schmutz und Feuchtigkeit zwischen den beweglichen Teilen der Lager möglichst vorgebeugt wird. Um die Lager den von der Oberfläche der Widerlager abprallenden Regentropfen und Schmutzteilchen tunlichst zu entziehen und sie gleichzeitig zur Reinigung besser zugänglich zu machen, werden sie möglichst hochliegend angeordnet, indem man die eigentlichen Auflagersteine über das übrige Mauerwerk hervorragen läßt; die Höhe der Steine ist dabei so reichlich zu bemessen, daß sie noch genügend tief in das Widerlagermauerwerk einbinden. Besonderes Augenmerk ist auch auf das satte Untergießen der vorerst bei der Mon-

tage auf eiserne Keile gesetzten Lagerkörper mit dünnflüssigem Zementmörtel (1 Zement + 1 Sand) zu richten.

a) **Vollwandige Träger** erhalten bis etwa $L = 14$ m Spannweite beiderseits Gleitlager; darüber hinaus wird am beweglichen Ende ein einrolliges

Fig. 457. Auflagerpunkt (⊗) des Trapezträgers (Fig. 137).



Auflager angeordnet (Fig. 163 und 164); auf eine genügende Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs in der Auflagersenkrechten ist besonderes Gewicht zu legen (Fig. 430, 441).

Bei Anordnung von zwei Hauptträgern wird für die gebräuchlichen Brückenbreiten $b \leq 5,0$ m meist die Lagerung nach Fig. 66 angeführt, bei der alle 4 Auflager ohne Querverschieblichkeit, d. h. beiderseits mit Anschlagleisten bzw. Rollenbunden ausgebildet sind. Werden dagegen mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger an-

geordnet (Fig. 433), so wird die Lagerung entweder nach Fig. 74 oder aber meist so ausgeführt, daß nur die Auflager der beiden mittleren Hauptträger (A in Fig. 433^b) seitliche Anschlagleisten, alle übrigen aber (C in Fig. 433^b) freie Querverschieblichkeit besitzen, um den Längenänderungen der Brückenbreite nach bei Wärmeschwankungen Rechnung zu tragen.

b) Fachwerkträger erhalten durchweg Kipp- und Rollenlager (Fig. 163 bis 168, 171), nur bei beschränktem Raum Pendellager (Fig. 170). Die Mitte des Auflagers muß bei der mittleren Aufstellungstemperatur von 10°C mit der Lotrechten durch den Auflagerknotenpunkt zusammenfallen. Die Oberfläche des Auflagerstuhls liegt meist in Höhe Unterkante Untergurt, wie z. B. bei dem in Fig. 457 dargestellten Auflagerpunkt des Trapezträgers Fig. 137 (vgl. auch Fig. 387^e). Ist der erste Untergurtstab geneigt oder wegen seiner Querschnittsform zur unmittelbaren Auflagerung ungeeignet, so wird das Knotenblech, wie schon bei der Auflagerung der Binder erläutert, in einem passenden Abstand a (Fig. 333 und 334) unterhalb des Auflagerknotenpunkts wagerecht abgeschnitten, mit Winkeleisen gesäumt und mit einer flußeisernen Platte von 20 bis 30 mm Stärke auf den Auflagerstuhl gelegt (vgl. Fig. 503). Ganz ebenso wird verfahren, wenn ein Knotenpunkt des Obergurts Auflagerpunkt ist. In allen Fällen ist die Aussteifung des Knotenblechs auf seine ganze Höhe, der zweckmäßige Anschluß der im Auflagerknotenpunkt zusammentreffenden Stäbe unter Vermeidung aller Abbiegungen, Krümmungen und Kröpfungen sowie endlich eine ausreichende wagerechte Verbindung der einzelnen Teile mehrteiliger Querschnitte von besonderer Wichtigkeit.

VI. Der Windverband.

Der meist fachwerkförmig gegliederte Windverband bildet einen Parallelträger, dessen Gurtungen durch die Hauptträgergurte und dessen Vertikale durch die Querträger bzw. Querriegel gebildet werden; die Diagonalen werden entweder gekreuzt (Fig. 380^a) oder **K**-förmig (Fig. 456) angeordnet. Ein durchlaufender Tonnenblech-, Buckelblech- oder Eisenbetonbelag (Fig. 433, 404, 443) bildet für sich einen vollwandigen Windverband.

1. Die Diagonalen.

a) Werden die Diagonalen gekreuzt ausgeführt, so wird ihr Querschnitt meist so bemessen, daß die gezogene Diagonale die ganze Stabkraft aufnehmen kann. Nur bei kleiner Spannweite und sehr beschränkter Konstruktionshöhe werden beide Diagonalen aus Flacheisen (Fig. 454), sonst in jedem Feld die eine aus Flach-, die andere aus Winkeleisen, bei größeren Spannweiten am besten beide aus Winkeleisen gebildet; geringere Querschnitte als $\frac{80}{10}$ bzw. $\times 70 \cdot 70 \cdot 9$ sind hierbei zu vermeiden. Bei genügender Konstruktionshöhe wird der abstehende Schenkel des einen Winkeleisens nach oben, der andere nach unten gelegt, so daß an der Überkreuzungsstelle kein Stoß erforderlich ist. Bei beschränkter Konstruktionshöhe liegen die abstehenden Schenkel beider Winkeleisen nach oben, so daß das eine an der Kreuzungsstelle gestoßen werden muß (Fig. 458).

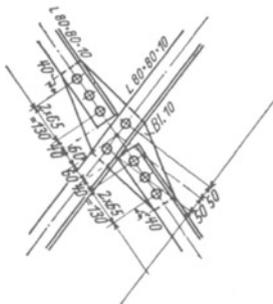


Fig. 458.

Um das Durchhängen der Stäbe bei großer Fachweite a oder Brückenbreite b zu verhindern, werden sie an den Längsträgern durch Vernietung oder durch Klammern aus abgebogenem Flacheisen aufgehängt.

Bei großen Spannweiten kommen \perp - und \sqcup -förmige Querschnitte zur Verwendung, deren Lichtabstand bei Längen über etwa 5,0 bis 6,0 m zur Verringerung der Durchbiegung auf $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{15}$ der Stablänge vergrößert wird (vgl. Fig. 459).

Der Anschluß an das Knotenblech soll, wenn die Rechnung kein Mehr ergibt, bei $\frac{\text{Flach}}{\text{Winkel}}$ eisen mit mindestens $\frac{2}{3}$ Nieten erfolgen.

b) Werden die Diagonalen **K**-förmig ausgeführt (Fig. 456), so wird in jedem Feld stets die eine auf Zug, die andere auf Druck beansprucht; für diese genügt der Nachweis einer 4fachen Knicksicherheit. Der Querschnitt wird bei kleinen Spannweiten \perp -, bei größeren \perp - oder \sqcup -förmig gewählt. Für den Anschluß gilt das vorher Gesagte.

c) Die Mittellinien der Diagonalen werden entweder in den zugehörigen Knotenpunkten des Hauptträgers (Fig. 454, 457^b) oder aber zur Vermeidung allzu großer Anschlußbleche exzentrisch (Fig. 453^b) eingeführt.

d) Die Anschlußbleche erhalten 10 bis 14 mm Stärke und liegen bei Hauptträgern aus Walzprofilen unter den Flanschen (Fig. 454), bei Blechträgern auf dem Schenkel des inneren Gurtwinkels (Fig. 108), ebenso bei Fachwerkträgern (Fig. 455^b, 457^b), wenn der Windverband nahe der Fahrbahnebene liegt; die beiden Teile eines zweischnittigen Gurtquerschnitts müssen dann aber durch ein wagerechtes Blech miteinander verbunden werden, um eine einseitige Überlastung des inneren Teils zu vermeiden. Bei außerhalb der Fahrbahnebene liegenden Verbänden schließen sich die Knotenbleche bei geraden Gurtungen an Ober- oder Unterkante Gurtung (Fig. 386^e u. d), bei vieleckigen Gurtungen am besten in der Schwerachse der Gurtung mit besonderen Anschlußwinkeln (ϑ in Fig. 459^b) an.

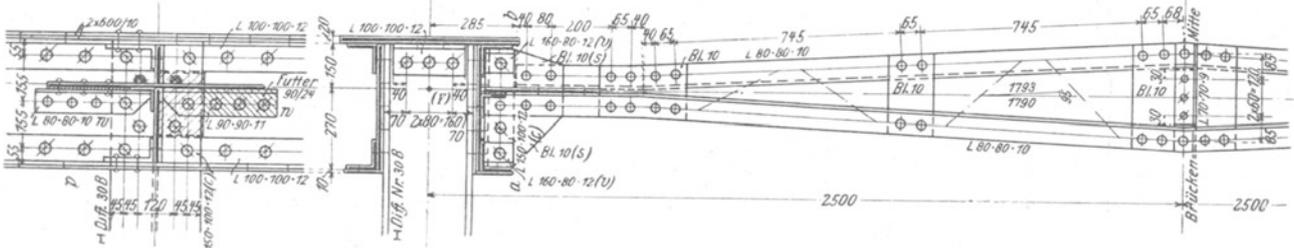
2. Die Vertikalen.

a) Bei nahe der Fahrbahnebene liegendem Windverband bilden die Querträger in der Regel die Vertikalen; sie sind daher stets an die Windverbandknotenbleche anzuschließen. Erstreckt sich ein Diagonalkreuz über $\frac{1}{2}$ Fachweiten (Feld M in Fig. 456), so ist der Kreuzungspunkt fest an den Querträger, dieser aber mit besonderen wagerechten Blechen (Fig. 108) an die Hauptträgergurtung anzuschließen.

b) Die Querriegel werden als Vertikale eines außerhalb der Fahrbahnebene liegenden Windverbands auf Druck beansprucht; es genügt der Nachweis einer 4fachen Knicksicherheit.

Sie werden \perp - oder \sqcup -förmig ausgebildet (Fig. 386, 414, 459) und bei größerer Länge zur Vermeidung des Durchhängens entweder durch Schrägstäbe gegen die Hauptträgervertikalen abgestützt (Fig. 414) oder aber in Stabmitte bis auf $\frac{1}{25}$ bis $\frac{1}{15}$ ihrer Länge auseinander gezogen; zur Verbindung beider Teile genügen bei mittleren Stabkräften einzelne Bindbleche (Fig. 459^a); bei größeren Kräften wird zwischen diesen eine durchlaufende Vergitterung angebracht, wie in Fig. 459^b gestrichelt angedeutet.

Der Anschluß des Querriegels erfolgt einmal an das Knotenblech des Windverbands, dann aber, um dieses gegen Abbiegen zu schützen, noch mit besonderen lotrechten Anschlußblechen (s in Fig. 386^c, 459^b) und Anschluß-

Fig. 459^a.Fig. 459^b.

winkeln (ϵ) an die Hauptträgergurtung; zur Herabminderung der Zugspannungen in den Anschlußnieten des lotrechten Winkelschenkels werden zweckmäßig die Winkel ν angeordnet (vgl. Fig. 450).

VII. Der Querverband.

1. Fachwerkförmig gegliederte Querverbände

(Fig. 386^c u. ^d, 427^b, 433^b) bestehen aus den wagerechten oberen und unteren Riegeln und den Diagonalen.

a) Die Riegel werden L-, $\text{J}|L$ -, $\text{—}|$ -, C -, $\text{C}|$ -förmig ausgebildet; bei Fahrbahn oben (Fig. 386) bilden die Querträger gleichzeitig die oberen Querriegel. Sie müssen sowohl in der lotrechten als auch in der wagerechten Ebene an die Hauptträger angeschlossen werden.

In der lotrechten Ebene dienen zum Anschluß senkrechte Knotenbleche, die entweder durch die Hauptträgervertikalen durchgreifen (Fig. 386) oder durch besondere Winkelleisen angeschlossen werden (Fig. 427^b, 433^b), die dann bei genieteten Hauptträgern gleichzeitig zur Aussteifung des Stehblechs dienen.

In der wagerechten Ebene erfolgt der Anschluß entweder unmittelbar an das Windverbandknotenblech (Fig. 386) oder an besonders eingeschaltete wagerechte Bleche (Fig. 427^b Obergurt) oder endlich bei Blechträgern an die vorstehenden Lamellen, und zwar entweder unmittelbar (Fig. 433^b Untergurt) oder mittelbar durch Hilfswinkel (w Fig. 433^b Obergurt).

b) Die Diagonalen werden gekreuzt (Fig. 386^c, 433^b) oder K-förmig (Fig. 427^b) aus L-, L -, C -, $\text{J}|L$ -, $\text{—}|$ -, $\text{C}|$ -Profilen gebildet und an die lotrechten Anschlußbleche der Riegel angeschlossen; nur bei kleiner Brückenbreite und Fahrbahn oben werden die Endquerverbanddiagonalen wohl durch ein volles Blech ersetzt (Fig. 430).

Sind mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger vorhanden (Fig. 433^b), so sind die Diagonalen nach Fig. 74 nur zwischen 2 Hauptträgern erforderlich; zum Anschluß der übrigen Träger an das so gebildete innerlich und äußerlich unverschiebliche Raumbachwerk genügen die oberen und unteren Querriegel; meist werden aber nach Fig. 433^b je 2 Hauptträger durch Querverbände zu einem Raumbachwerk miteinander verbunden.

2. Querrahmen.

a) **Geschlossene Querrahmen** (Portale Fig. 414^b) werden durch die Querträger, die Hauptträgervertikalen und die oberen Riegel gebildet. Erleiden letztere nur Längskräfte (Fig. 413, 419), so werden sie wie die Vertikalen des Windverbands ausgebildet; erleiden sie aber auch Biegemomente (Fig. 416 bis 418), so werden sie als Blech- oder Fachwerkträger durchgebildet. Ihr Anschluß an die Hauptträger erfolgt in derselben Weise wie der der Riegel der Wind- und Querverbände bzw. der Querträger.

Die Ausbildung der Portale als Rahmen mit Kämpfergelenken (Fig. 420 bis 422) ist bei Eisenbahnbrücken selten; über ihre konstruktive Ausbildung vgl. 12. Kap.

b) **Offene Querrahmen** (Halbrahmen) werden durch die Querträger und die Hauptträgervertikalen bzw. die Aussteifungswinkel bei Blechträgern gebildet; ihre konstruktive Durchbildung ist bereits bei den Quer- und Hauptträgern besprochen worden.

Zwölftes Kapitel.

Straßenbrücken.

A. Berechnung der Straßenbrücken.

Über Belastungen und zulässige Beanspruchungen vgl. Anhang Zahlen-
tafel V.

Für die Durchführung der Berechnung sind die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln auch hier sinngemäß gültig, so daß nur das den Straßenbrücken im besonderen Eigentümliche anzuführen bleibt.

Von den äußeren Belastungen scheidet die Flieh- und Bremskraft einschließlich des Anfahrwiderstandes mit Rücksicht auf die geringe Geschwindigkeit der Fuhrwerke ganz aus; die Seitenstöße der Verkehrslast werden nur bei den mit Steinpflaster abgedeckten Brücken durch Einführung der Radlasten mit ihrem 1,1fachen Wert berücksichtigt.

Bei der ständigen Last ist außer dem Eigengewicht der Konstruktion noch eine Schneelast von 75 kg/qm in Rechnung zu setzen.

I. Fahrbahntafel.

1. Fahrbahntafel aus Holz: Bohlenbelag.

Da die einzelnen Bohlen meist über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchgehen, so darf bei der Querschnittsbestimmung das Moment mit $\frac{4}{5}$ des bei freier Auflagerung auftretenden Wertes eingeführt werden. Das Einheitsgewicht des Belags in durchnäßigem Zustand ist für $\frac{\text{Nadelholz}}{\text{Eichen}}$ zu $\frac{900}{1000}$ kg/cbm einzuführen.

Bei einfachem Belag ist jede Bohle für den ganzen Raddruck R zu berechnen; bei doppeltem Belag (Fig. 460) darf R auf 2 Bohlen verteilt werden, wobei aber nur der untere Belag als tragend in Rechnung zu ziehen ist. Die zulässige Beanspruchung beträgt $k = 75$ kg/qcm.

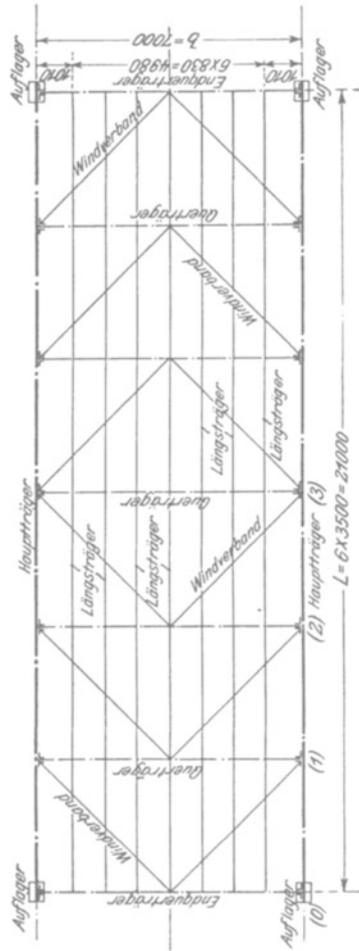


Fig. 461a. (Aufriß vgl. Fig. 61b.)

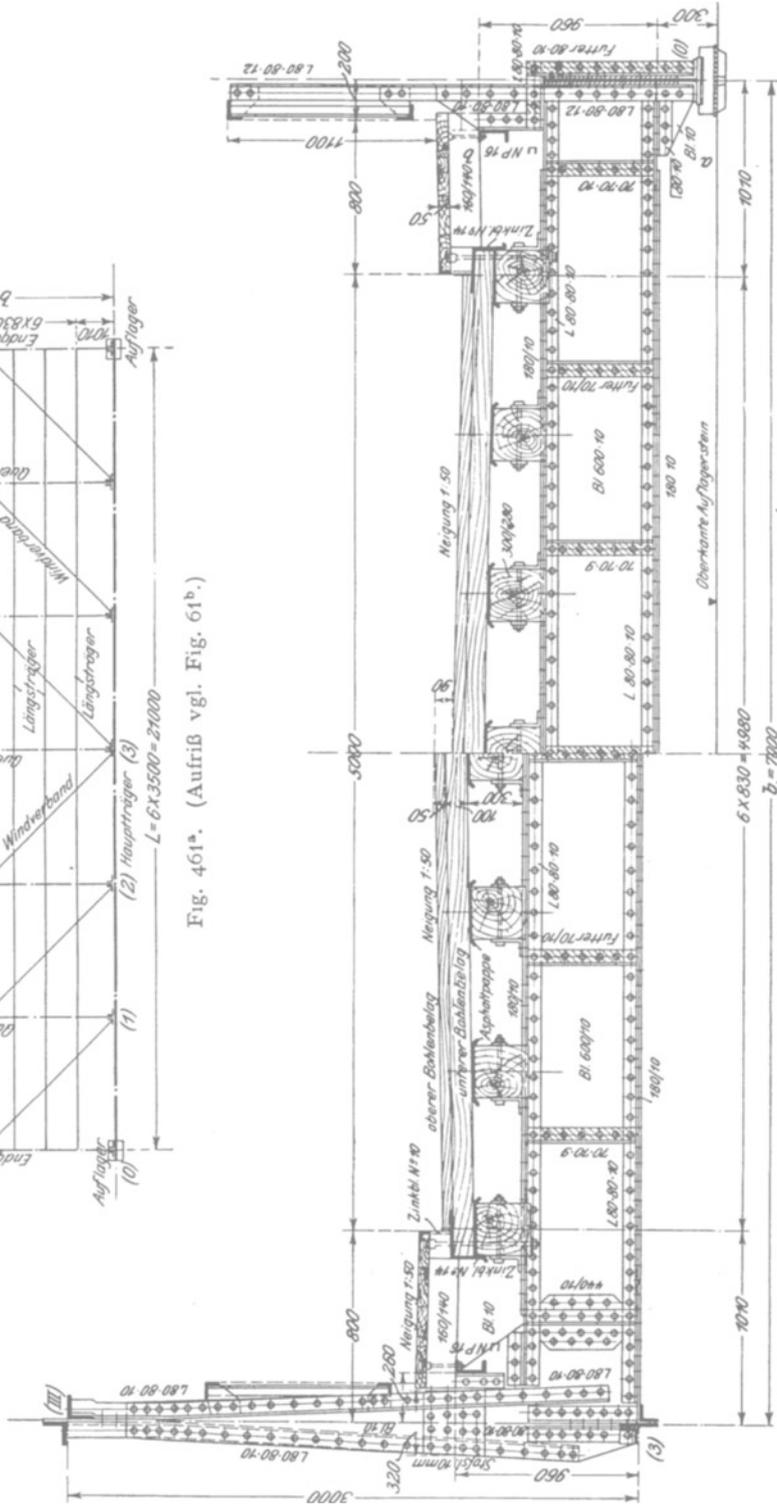


Fig. 461b. Querschnitt in Brückenmitte.

Fig. 461c. Querschnitt am Auflager.

Aufgabe 80. Es ist der eichene Bohlenbelag der in Fig. 461 dargestellten Straßenbrücke für einen 10 t Wagen als größte Verkehrslast zu berechnen.

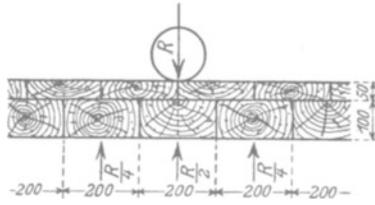


Fig. 460.

Auflösung. $\lambda = 0,83$ m.

1. Ständige Last. Eigengewicht des Belags $(0,05 + 0,10) 1000 = 150$ kg/qm, zuzüglich Nägel und Schrauben rund 175 kg/qm; Schnee 75 kg/qm; insgesamt 250 kg/qm. Daher die Gesamtlast für eine 0,2 m breite Bohle

$$P_0 = 250 \cdot 0,83 \cdot 0,2 = 40 \text{ kg}$$

und das Moment

$$M_0 = \frac{4}{5} \cdot \frac{40 \cdot 83}{8} = 330 \text{ cmkg.}$$

2. Verkehrslast. Mit $R = \frac{10,0}{4} = 2,5$ t wird $M_v = \frac{4}{5} \cdot \frac{2500}{2} \cdot \frac{83}{4} = 20750$ cmkg.

3. Größte Beanspruchung. Bei 10 cm Bohlenstärke ergibt sich

$$\sigma = \frac{(330 + 20750)6}{20 \cdot 10^2} = 63 \text{ kg/qcm.}$$

2. Fahrbahntafel aus Stein.

a) **Werksteine** (Sandstein oder Granit) finden als freitragende Platten nur für die Fußwege Verwendung; sie liegen entweder nur an zwei (Fig. 462^b)

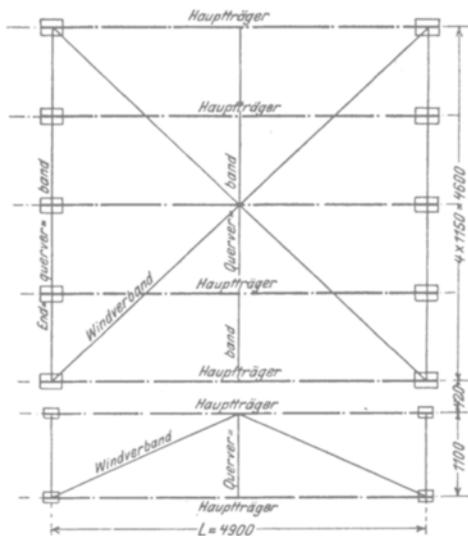


Fig. 462^a.

halten im ersten Falle eine geringste Stärke von 10 cm, im zweiten von 8 cm. Die zulässige Beanspruchung beträgt für Sandstein je nach der Härte 3 bis 8 kg/qcm, für Granit 15 bis 17 kg/qcm.

b) **Beton und Eisenbeton** kommen eben oder gewölbt zur Verwendung; ihre Berechnung erfolgt nach den im 3. und 6. Kap. aufgestellten Regeln.

3. Fahrbahntafel aus Eisen.

a) **Buckel- und Tonnenbleche** erhalten als geringste Stärke unter der Fahrbahn 6 mm; im übrigen den Fußwegen 5 mm; im übrigen wird ihre Stärke je nach der Größe

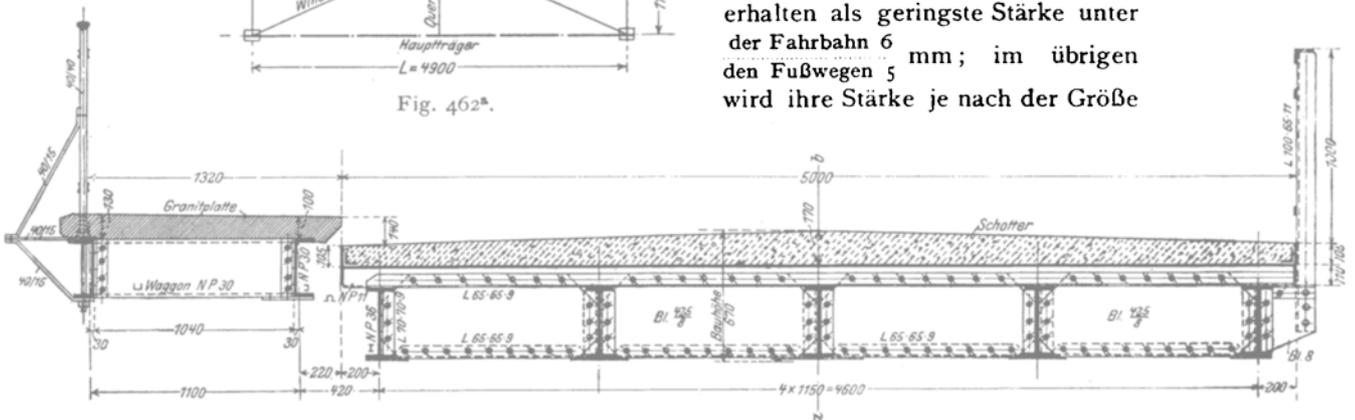


Fig. 462^b.

der Verkehrslast um 1 bis 2 mm geringer als bei den Eisenbahnbrücken gewählt.

b) **Wellblech**, eben oder bombiert, wird nach den im 3. und 6. Kap. gegebenen Regeln berechnet; der Raddruck R kann je nach der Höhe der Auffüllung auf 2 bis 4 Wellen verteilt werden.

c) **Belageisen** bilden meist Träger auf mehr als 3 Stützen, so daß bei der Querschnittsbestimmung das Moment mit $\frac{4}{5}$ des bei freier Auflagerung eintretenden Wertes eingeführt werden darf. Der Raddruck R kann auf 2 Belageisen verteilt werden.

Aufgabe 81. Es sind die Belageisen der in Fig. 462 dargestellten Landstraßenbrücke für einen 20 t Wagen als gewöhnliche und eine 23 t Dampfwalze als außergewöhnliche Verkehrslast zu berechnen; die zulässige Beanspruchung im $\frac{\text{ersten}}{\text{zweiten}}$ Falle $k = \frac{800}{1100}$ kg/qcm.

Auflösung. $\lambda = 1,15$ m.

1. Ständige Last. Auf ein Belageisen entfällt nach Fig. 463 die Schotterlast $(0,35 \cdot 0,1375 + 0,11 \cdot 0,24) 1800 = 134$ kg/m, die Schneelast $75 \cdot 0,35 = 26$ kg/m, Eigengewicht

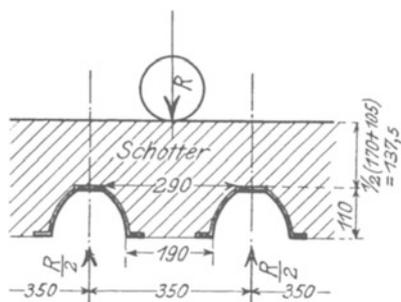


Fig. 463.

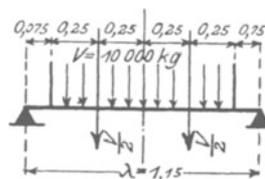


Fig. 464.

19 kg/m, insgesamt rund 180 kg/m. Daher die Gesamtlast $P_0 = 180 \cdot 1,15 = 210$ kg und das Moment $M_0 = \frac{4}{5} \cdot 210 \cdot \frac{115}{8} = 2400$ cmkg.

2. Verkehrslast. Mit $R = \frac{20,0}{4} = 5,0$ t wird (Fig. 463) vom 20 t Wagen das Moment $M_v' = \frac{4}{5} \cdot \frac{5000}{2} \cdot \frac{115}{4} = 57500$ cmkg.

Vom 10 t Vorderrad der Dampfwalze wird bei Verteilung auf 2 Belageisen nach Fig. 464 das Moment $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10000}{2} \left(\frac{115}{2} - \frac{100}{4} \right) = 65000$ cmkg; vom 6,5 t Hinterrad wird bei 0,5 m Breite ganz entsprechend $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{6500}{2} \left(\frac{115}{2} - \frac{50}{4} \right) = 58500$ cmkg.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte \blacktriangledown NP. 11 hat $W = 76,5$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma' = \frac{2400 + 57500}{76,5} = 30 + 750 = 780$ kg/qcm bei Einwirkung des 20 t Wagens bzw. $\sigma'' = \frac{2400 + 65000}{76,5} = 30 + 850 = 880$ kg/qcm bei Einwirkung der 23 t Dampfwalze.

II. Die Längsträger.

1. Die Fahrbahnlängsträger.

Bei der Ermittlung der größten Biegemomente und Stützdrücke ist die Verkehrslast in die ungünstigste Stellung zu rücken. Bei der Berechnung eines Zwischenlängsträgers befindet sich daher stets eine Radreihe unmittelbar

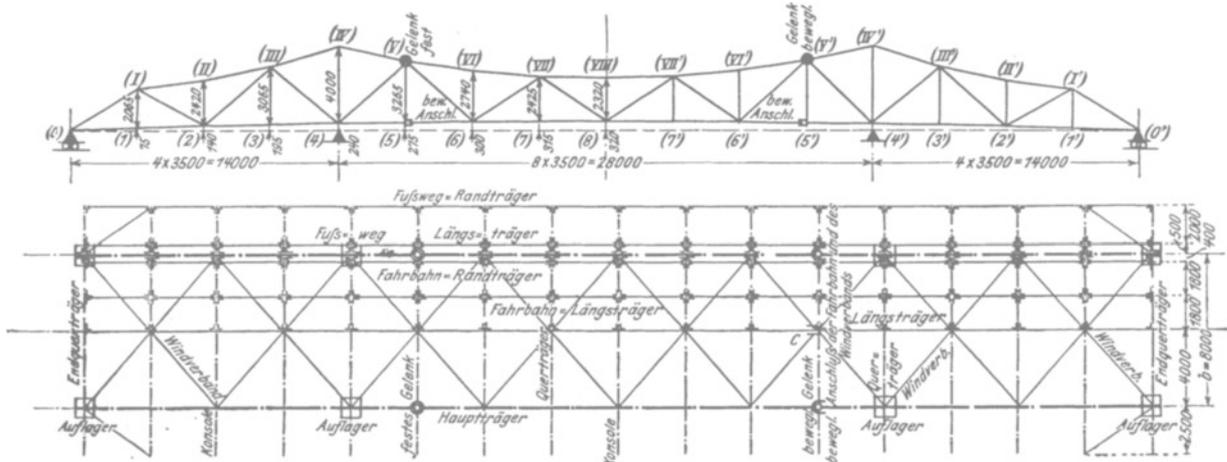


Fig. 466* (vgl. Fig. 451).

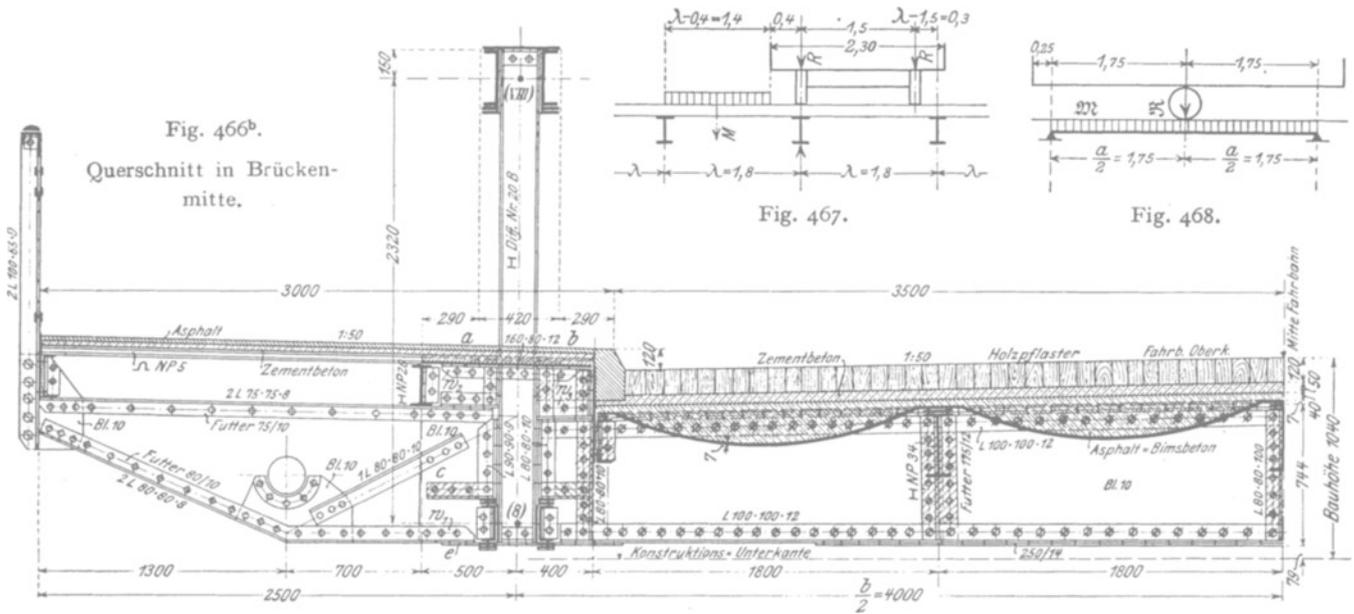


Fig. 466b.
Querschnitt in Brückenmitte.

Fig. 467.

Fig. 468.

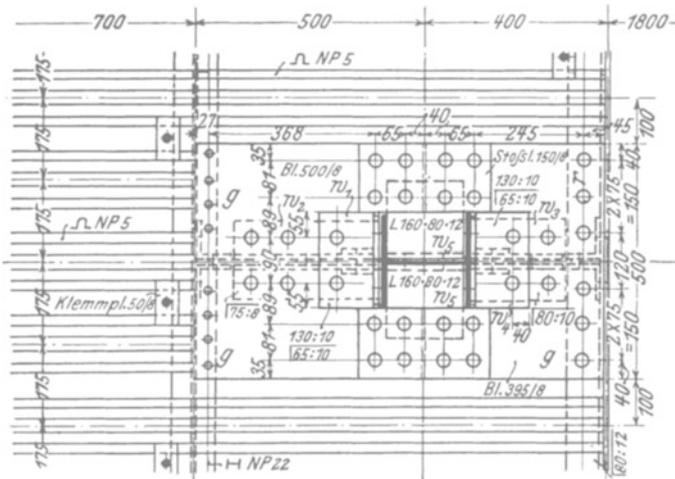


Fig. 466e. Schnitt a-b.

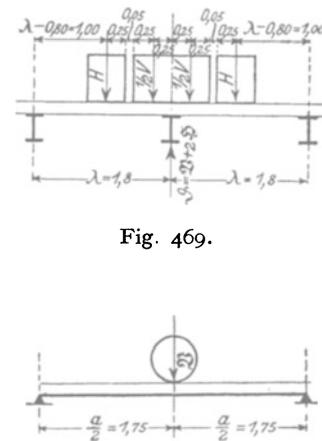


Fig. 469.

Fig. 470.

über dem Träger (Fig. 467); bei der Berechnung des Randlängsträgers zwischen Fahrbahn und Fußweg ist die Radreihe dicht an den Bordstein zu rücken (Fig. 465) und die gleichzeitig eintretende Fußwegbelastung zu berücksichtigen.

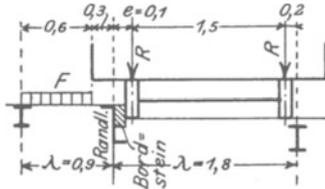


Fig. 465.

Aufgabe 82. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Zwischenlängsträger der in Fig. 466 dargestellten Straßenbrücke berechnet werden.

Auflösung. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,8$ m.

1. Gewöhnliche Verkehrslast. 20 t Wagen und 400 kg/qm Menschengedränge. Von den Radlasten R entfällt nach Fig. 467 auf einen Längsträger $\mathfrak{R} = \left(1 + \frac{0,3}{1,8}\right) R = 1,17 R$, von dem seitlich

des Wagens befindlichen Menschengedränge $M = 1,4 \cdot 3,5 \cdot 400 = 1960$ kg der Betrag $\mathfrak{M} = 1960 \cdot \frac{0,7}{1,8} = 760$ kg. Daher ergibt sich mit $R = 5000$ kg nach Fig. 468 das größte

$$\text{Moment zu } M_v' = 1,17 \cdot 5000 \cdot \frac{350}{4} + 760 \cdot \frac{350}{8} = 511\,900 + 33\,300 = 545\,200 \text{ cmkg.}$$

Erst bei Fachweiten $a \geq 6,0$ m ergibt die Aufstellung beider Wagenachsen (entsprechend Fig. 471) ein größeres Moment als eine Achse in Trägermitte. Für die gebräuchlichen Werte $\lambda \leq 2,5$ m ergibt ein 20 t Wagen stets größere Momente als mehrere, nebeneinander fahrende 10 t Wagen.

2. Außergewöhnliche Verkehrslast: 23 t Dampfwalze. Bei der in Fig. 469 dargestellten ungünstigsten Laststellung entfällt auf einen Längsträger

$$\text{vom 10 t Vorderrad } \mathfrak{B} = 2 \cdot \frac{10,0}{2} \cdot \frac{1,8 - 0,25}{1,8} = 8,6 \text{ t,}$$

$$\text{von jedem 6,5 t Hinterrad } \mathfrak{C} = 6,5 \cdot \frac{1,8 - 0,8}{1,8} = 3,6 \text{ t,}$$

insgesamt $\mathfrak{D} = \mathfrak{B} + 2 \mathfrak{C} = 15,8$ t. Daher ergibt sich nach Fig. 470 das größte Moment

$$M_v'' = 8600 \cdot \frac{350}{4} = 752\,500 \text{ cmkg.}$$

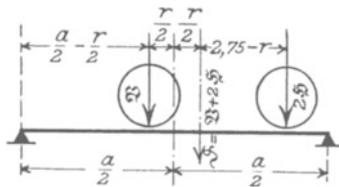


Fig. 471.

von der Trägermitte absteht, das größte Moment tritt dann unter diesem Rad ein.

Hier würde sich $r = \frac{5,5 \cdot 3,6}{15,8} = 1,25$ m ergeben, so daß das Moment erst für $a \geq 5,0$ m größer als das berechnete M_v'' würde.

2. Die Fußweglängsträger.

Sie sind als Träger auf 2 Stützen zu berechnen, die durch ständige Last und Menschengedränge belastet sind; beim äußeren Fußwegrandträger ist daneben ein Zuschlag für das Gewicht des Geländers zu machen.

III. Die Querträger.

Die Verkehrslast ist sowohl auf der eigentlichen Fahrbahn als auch auf den Fußwegen in die ungünstigste Stellung zu bringen.

Aufgabe 83. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Querträger der in Fig. 466 dargestellten Straßenbrücke berechnet werden.

Auflösung. $b = 8,0 \text{ m}$. $a = 3,5 \text{ m}$.

1. Gewöhnliche Verkehrslast: a) 10 t Wagen und 400 kg/qm Menschengedränge. Nach Fig. 472 entfällt von den Radlasten R auf einen Querträger $\mathfrak{R} = R = 2,5 \text{ t}$, von dem hinter dem Wagen stehenden Menschengedränge $M = (3,5 - 2,0) 8,0 \cdot 400 = 4800 \text{ kg}$ der Betrag $\mathfrak{M} = 4800 \frac{1,5}{2 \cdot 3,5} = 1000 \text{ kg}$, endlich von der Fußwegbelastung

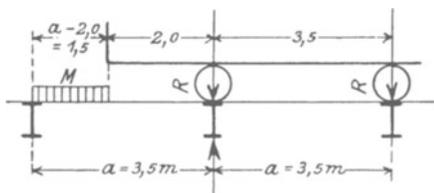


Fig. 472.

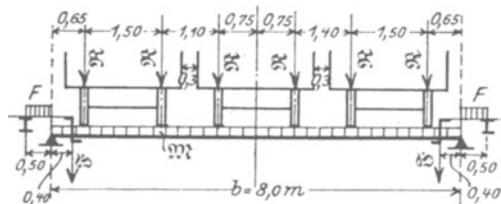


Fig. 473.

$F = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 400 = 700 \text{ kg}$ (Fig. 473) beiderseits der Betrag $\mathfrak{F} = 700 \frac{0,5}{2 \cdot 0,9} = 200 \text{ kg}$. Daher berechnet sich das größte Moment nach Fig. 473 zu $M_v' = 2500 [3 \cdot 4,0 - (0,75 + 1,85 + 3,35)] + 1000 \cdot \frac{8,0}{8} + 200 \cdot 0,4 = 16205 \text{ mkg}$.

b) 20 t Wagen und 400 kg/qm Menschengedränge. Die neben dem 20 t Wagen stehende Menschenbelastung ergibt sich Fig. 474 zu $\mathfrak{M}_2 = 2,85 \cdot 3,5 \cdot 400 = 4000 \text{ kg}$; von der hinter dem Wagen stehenden Menschenlast $M = 1,5 \cdot 2,3 \cdot 400 = 1400 \text{ kg}$ (Fig. 472) entfällt auf den Querträger der Anteil

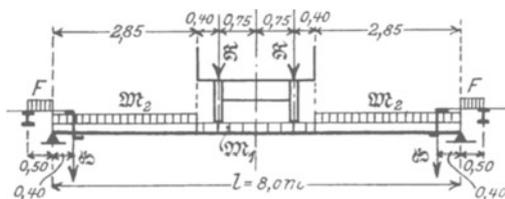


Fig. 474.

$$\mathfrak{M}_1 = 1400 \cdot \frac{1,5}{2 \cdot 3,5} = 300 \text{ kg};$$

die Fußwegbelastung liefert wie vorher den Beitrag 200 kg. Daher berechnet sich das größte Moment nach nach Fig. 474 mit $R = 5,0 \text{ t}$

$$\text{zu } M_v'' = 5000 (4,0 - 0,75) + 4000 \frac{2,85}{2} + \frac{300}{2} \left(4,0 - \frac{1,15}{2} \right) + 200 \cdot 0,4 = 22544 \text{ mkg}.$$

2. Außergewöhnliche Verkehrslast. Nach Fig. 475 entfällt auf den Querträger

$$\text{vom Vorderrad } \mathfrak{B} = V = 10,0 \text{ t},$$

$$\text{von jedem Hinterrad } \mathfrak{S} = 6,5 \cdot \frac{0,75}{3,5} = 1,4 \text{ t}.$$

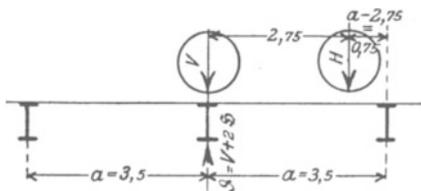


Fig. 475.

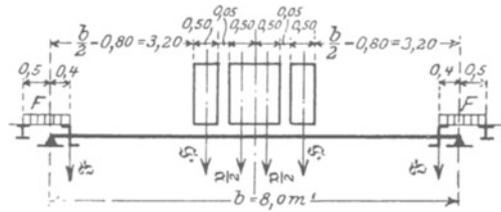


Fig. 476.

Von der seitlichen Fußwegbelastung $F = 0,9 \cdot 3,5 \cdot 400 = 1300 \text{ kg}$ (Fig. 476) entfällt auf den Querträger beiderseits der Betrag $\mathfrak{F} = \frac{1300}{2} = 650 \text{ kg}$. Daher berechnet sich das größte Moment nach Fig. 476 zu $M_v''' = 5000 (4,0 - 0,25) + 1400 (4,0 - 0,8) + 650 \cdot 0,4 = 23490 \text{ mkg}$.

IV. Die Konsolen.

1. Die Konsolen bilden einseitig eingespannte Träger (Fig. 24). Außer der durch die Fußweglängsträger übertragenen ständigen und Verkehrslast ist das Eigengewicht sowie die Belastung durch etwa aufgelagerte Leitungen für Gas, Wasser oder Elektrizität in Rechnung zu stellen.

2. Die den Fußweg abschließenden Geländer sind für eine am oberen Holm angreifende wagerechte Belastung von 80 bis 120 kg/m zu berechnen. Die Holme bilden dabei Träger auf 2 Stützen, die sich von einem Hauptpfosten zum andern freitragen; gegen Durchbiegung in lotrechter Richtung sind sie durch die Geländerfüllung zu schützen. Die Hauptpfosten sind als an der Konsolspitze eingespannte Träger zu berechnen.

V. Die Hauptträger.

Die Hauptträger werden bis etwa 20 bis 25 m Stützweite unter Zugrundelegung der wirklichen Lasten (Raddrücke und Menschengedränge), darüber hinaus unter Zugrundelegung einer gleichförmig verteilten Belastung von 400 bis 500 kg/qm berechnet. Sind die Fußwege auf Konsolen ausgekragt, so ergibt sich die ungünstigste Belastung eines Hauptträgers bei einseitigem Menschengedränge auf nur einem Fußweg nach Fig. 477.

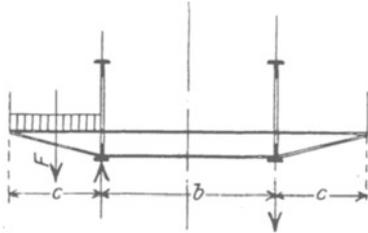


Fig. 477.

Beispielsweise ergibt sich für die in Fig. 466 dargestellte Straßenbrücke die größte Belastung eines Hauptträgers mit

$$F = 2,5 \cdot 0,4 = 1,0 \text{ t/m}$$

zu

$$p_v = \frac{8,0}{2} \cdot 0,4 + 1,0 \left(1 + \frac{2,5}{2 \cdot 8,0} \right) = 1,6 + 1,16 = \sim 2,8 \text{ t/m.}$$

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Fig. 466, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Quertägers einzuführen.

Die Standsicherheit des eisernen Überbaues gegen Umkippen muß für einen Winddruck von 250 kg/qm bei unbelasteter und von 150 kg/qm bei durch leere Wagen mit 0,7 t/m belasteter Brücke eine mindestens 1,3fache sein.

VI. Der Windverband.

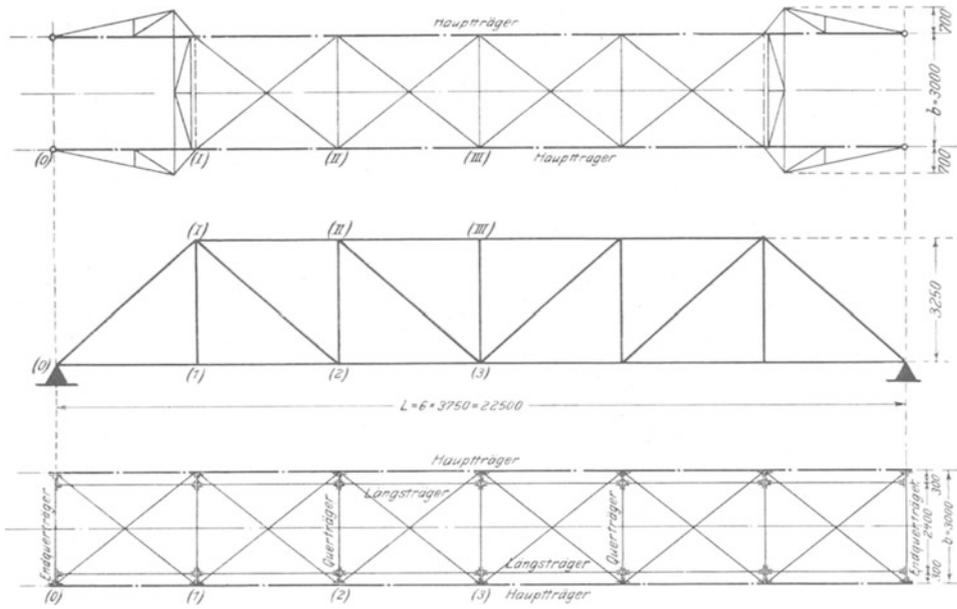
Die Höhe des Verkehrsbandes ist zu 2,0 bis 2,5 m über Straßenoberkante einzuführen; im übrigen gelten die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

VII. Die Querverbände.

1. Die Berechnung der Querverbände, Portalrahmen und offenen Halbrahmen erfolgt nach den Regeln des 11. Kap.

Aufgabe 84. Bei der in Fig. 478 dargestellten Fußgängerbrücke werden die Stützdrücke des oberen Windverbands durch in den Ebenen der Enddiagonalen (o_1-I) liegende, fachwerkförmig gegliederte Rahmen mit Kämpfergelenken (Fig. 420 bis 422) auf die Hauptträgerstützpunkte o_1 übertragen; es sollen die Spannkkräfte in den einzelnen Rahmenstäben bestimmt werden.

Oberer Windverband.



Unterer Windverband.

Fig. 478^a.

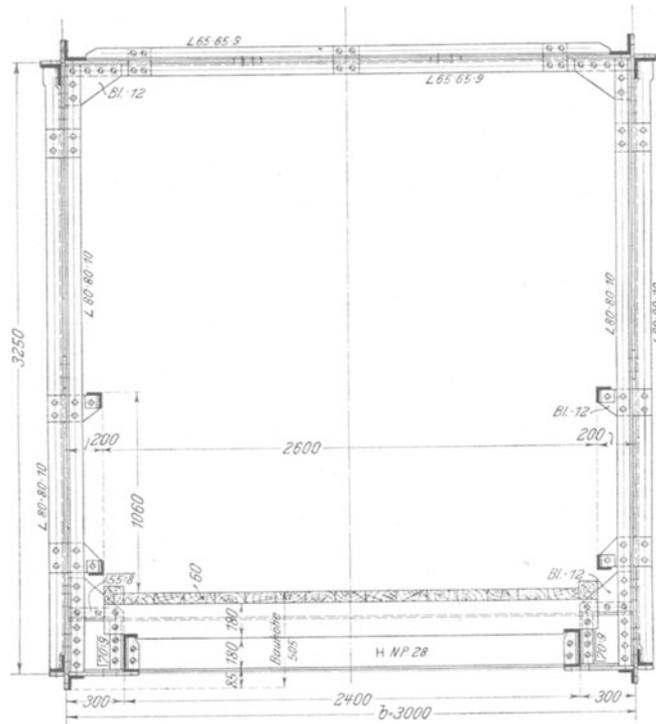


Fig. 478^b.

Querschnitt in Brückenmitte.

Auflösung. Die mittlere Stabbreite beträgt für den Obergürt 0,23 m, für die Diagonalen 0,15 m, für die Vertikalen 0,17 m. Bei $a = 3,75$ m Fachweite, $h = 3,25$ m Höhe und 4,962 m Diagonallänge ergibt sich daher die für den oberen Windverband maßgebende vom Wind getroffene Fläche zu $0,23 + \frac{1}{2} \cdot 0,15 \cdot \frac{4,962}{3,75} + \frac{1}{2} \cdot 0,17 \cdot \frac{3,25}{3,75} = 0,41$ qm/m,

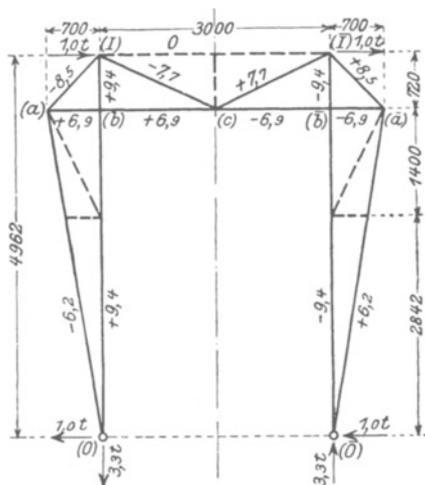


Fig. 479^a.

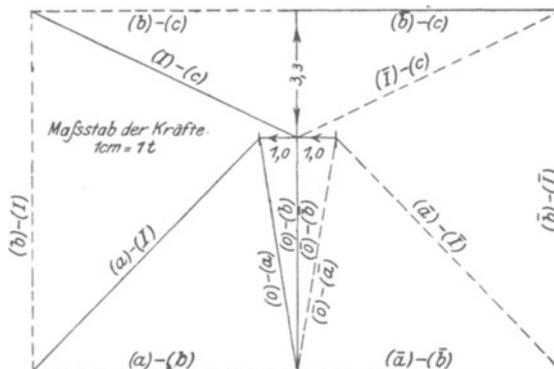


Fig. 479^b.

zuzüglich Knotenbleche rund 0,6 qm/m; hierzu für den windabgelegenen Hauptträger 50 v. H. ergibt insgesamt 0,9 qm/m. Bei unbelasteter Brücke berechnet sich daher der Stützdruck des 15,0 m langen oberen Windverbandes zu $W = \frac{1}{2} \cdot 15,0 \cdot 0,9 \cdot 0,25 = 1,7$ t, wofür zur Berücksichtigung des auf die Enddiagonale und den Querrahmen treffenden

Fig. 480^b.

Fig. 480^a.

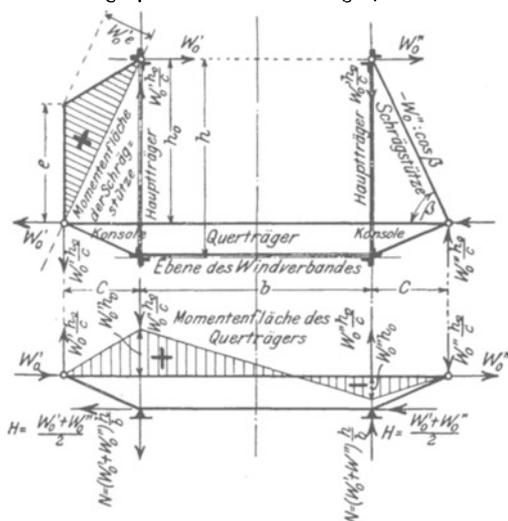


Fig 480^a.

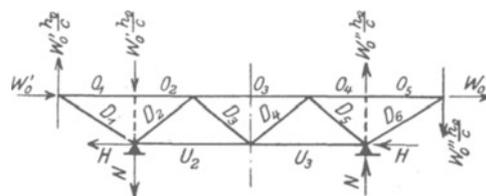


Fig. 481^a.

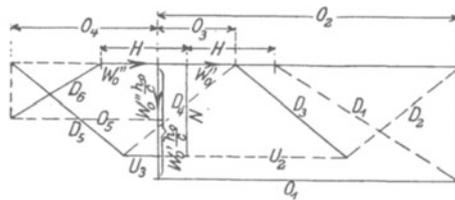


Fig. 481^b.

Winddrucks rund $W = 2,0$ t eingeführt ist Diese Kraft wird nach Fig. 479^a je zur Hälfte in den Punkten (1) und (1̄) der gegenüberliegenden Hauptträger angreifend gedacht und ruft in den Stützpunkten (0) und (0̄) wagerechte Auflagerdrücke von je 1,0 t und senkrechte Auflagerdrücke von je $2,0 \cdot \frac{4,962}{3,0} = 3,3$ t hervor. Die Bestimmung der

Spannkräfte erfolgte nunmehr durch Zeichnung des Kräfteplans Fig. 479^b, in dem Druckkräfte durch ausgezogene Linien angegeben sind. Zugkräfte durch gestrichelte Linien angegeben sind.

2. Eine den Straßenbrücken eigentümliche Rahmenausbildung zeigt Fig. 480, nämlich die Abstützung der Obergurtnotenpunkte gegen die Spitzen der Konsolen bzw. der nach außen verlängerten Querträger, und zwar entweder durch eine gerade Schrägstütze (Fig. 480^a), die nur Längskräfte erleidet, oder aber durch eine passend gebogene Stütze (Fig. 480^b), wenn der Raum oberhalb der Konsole zur Durchführung des Fußgängerverkehrs frei bleiben soll; es treten dann in der vollwandig oder fachwerkförmig gegliedert ausgeführten Stütze neben den Längskräften noch Biegemomente auf. In beiden Fällen erleiden Konsolen und Querträger zusätzliche Momente, deren Flächen in Fig. 480^c dar-

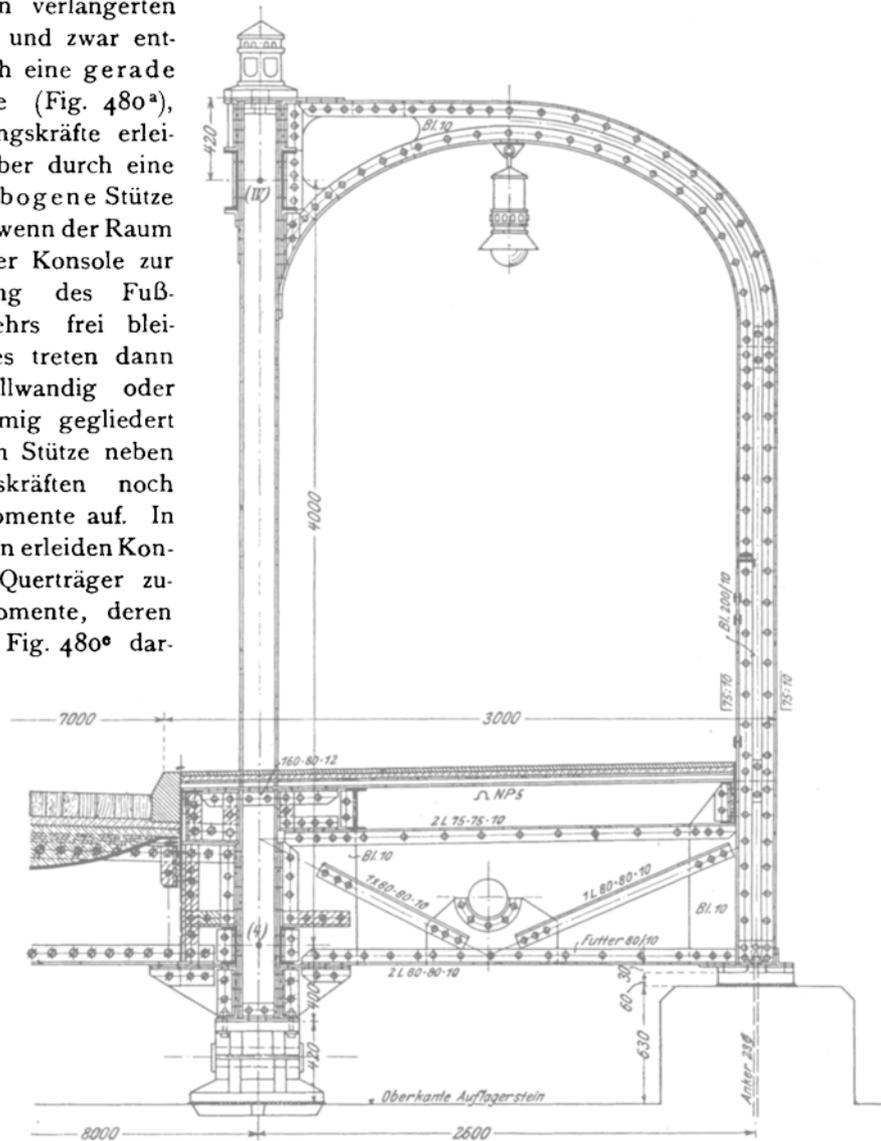


Fig. 482. Fußwegportal über den Mittelpfeilern der Straßenbrücke Fig. 466.

gestellt sind. Sind beide fachwerkförmig gegliedert, so werden die Spannkräfte nach Fig. 481 zeichnerisch bestimmt.

Befindet sich eine solche Rahmenaussteifung über einem Widerlager oder Zwischenpfeiler, so kann man Konsolen und Querträger durch Anordnung besonderer Auflager in den Konsolspitzen von zusätzlichen Momenten ganz

freihalten, wie in Fig. 482 dargestellt; da nach Fig. 480° sowohl positive als auch negative Stützdrücke auftreten können, ist das Auflager zu verankern, aber so, daß die Querverschieblichkeit nicht gehindert wird (vgl. Fig. 335); die wagerechten Stützdrücke H (Fig. 480°) werden durch die Untergurtstäbe der Konsolen in die Auflagerstühle der Hauptträger übergeführt.

VIII. Die Auflager.

Die Berechnung der Auflager erfolgt nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

B. Konstruktion der Straßenbrücken.

I. Die Fahrbahndecke.

1. Abmessungen.

a) Die **Fahrbahnbreite** muß mindestens so groß sein, daß sich 2 Fuhrwerke von 2,6 bzw. 2,3 m Ladebreite ausweichen können. Sind Fahrbahn und Fußwege nicht durch die Hauptträger getrennt (Fig. 461, 462, 483), so darf die Ladung der Fuhrwerke 0,10 bis 0,25 m über Bordkante hinausragen, so daß eine geringste Fahrbahnbreite von 4,7 m genügt, die aber bei größerem Verkehr besser auf 5,0 m erhöht wird. Sind dagegen Fahrbahn und Fußwege durch die Hauptträger getrennt (Fig. 466, 484), so muß zwischen den am weitesten vorstehenden Teilen der Hauptträger und der Begrenzungslinie der Fahrbahnbreite je nach der Größe des Verkehrs ein Spielraum von 0,1 bis 0,3 m verbleiben, so daß sich die lichte Entfernung der Hauptträger zu 5,4 bis 5,8 m ergibt.

Sollen sich mehr als 2 Fuhrwerke auf der Brücke begegnen können, so ist zwischen den einzelnen Wagenreihen ein Spielraum von mindestens 0,2 m vorzusehen (Fig. 473), so daß sich z. B. für 3 Reihen die gesamte Wagenbreite zu $3 \cdot 2,3 + 2 \cdot 0,2 = 7,3$ m berechnet. Liegen nunmehr Fahrbahn und Fußwege nicht durch die Hauptträger getrennt, so ist die geringste Fahrbahnbreite zu 6,8 m, bei regerem Verkehr besser zu 7,0 m zu wählen; im anderen Falle muß die lichte Entfernung der Hauptträger mindestens $7,3 + 2 \cdot 0,1 = 7,5$ m betragen. Ganz ebenso geht man vor, wenn sich z. B. ein Straßenbahnwagen von 2,2 m Breite, ein schwerer Lastwagen von 2,6 m, und ein leichteres Fuhrwerk von 2,0 m Ladebreite begegnen sollen.

Die lichte Höhe der Fahrbahn muß bei Brücken mit oberem Wind- und Querverband bei Wagenverkehr 4,5 bis 5,0 m, bei alleinigem Fußgängerverkehr (Fig. 478) mindestens 2,1 m betragen.

b) Die **Fußwegbreite** ist für einen Fußgänger auf 0,6 m zu berechnen; sie richtet sich nach der Dichte des über die Brücke gehenden Verkehrs; neben den sonst üblichen Maßen von 2,0 bis 3,0 m, führt man bei städtischen Straßenbrücken Breiten von 10,0 m und mehr aus.

Sind Fahrbahn und Fußwege durch die Hauptträger getrennt, so muß zwischen der Bordkante und den am weitesten vorstehenden Teilen der Hauptträger ein Spielraum („Schrammkante“) von 0,25 bis 0,5 m verbleiben (Fig. 466, 484).

2. Gefälle.

a) Quergefälle. Die Fahrbahn erhält zur Entwässerung von Straßenmitte zu den Bordsteinen hin ein Quergefälle, das entweder bei wagerechter Fahrbahnplatte durch ungleiche Stärke der Fahrbahnplatte (Fig. 462, 483, 484) oder aber bei gleichbleibender Deckenstärke durch eine beiderseits dem Quergefälle entsprechende Neigung der Fahrbahnplatte (Fig. 461, 466) hergestellt wird.

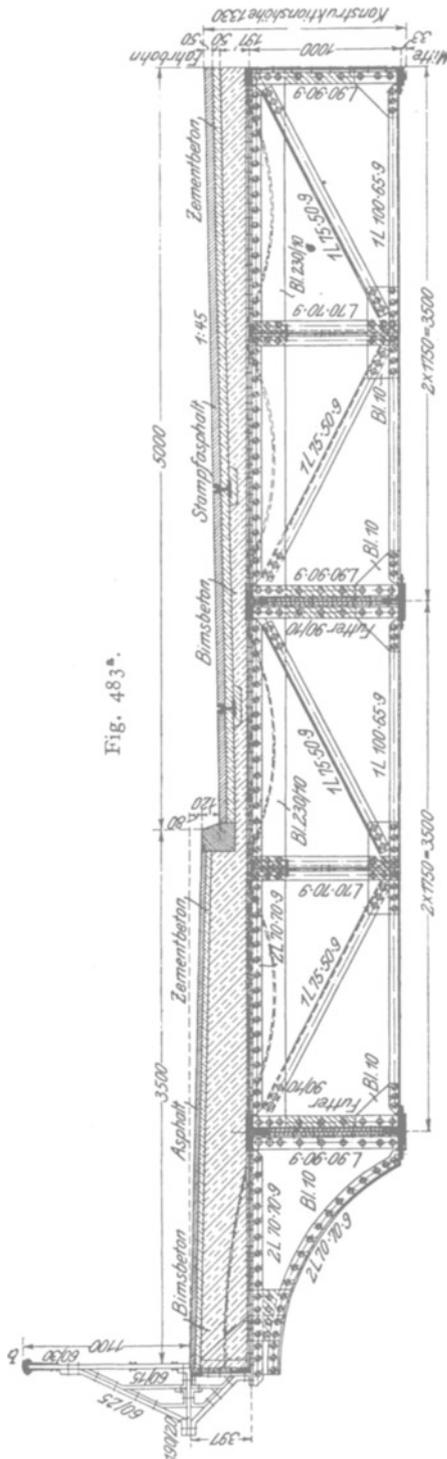


Fig. 483^a.

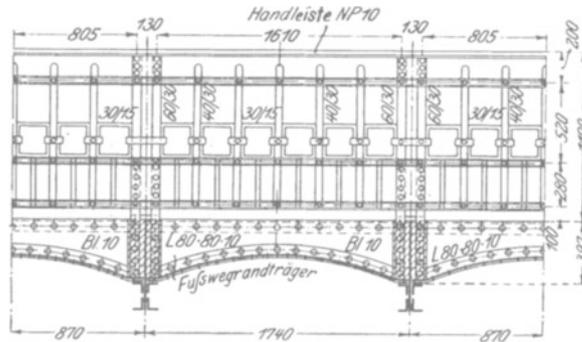


Fig. 483^b. Schnitt a—b.

Das Quergefälle beträgt für:

- Schotterdecken 1: 50 bis 1: 30;
- Steinpflaster 1: 40 bis 1: 25;
- Holzpflaster 1: 100 bis 1: 50;
- Bohlenbelag 1: 100 bis 1: 50;
- Asphalt 1: 200 bis 1: 50.

Die Fußwege erhalten ein Quergefälle von 1:100 bis 1:40, und zwar meist zu den Bordsteinen, seltener zu den Geländern hin. Die Bordsteinoberkante liegt 10 bis 16 cm über der Fahrbahnplatte, um so entweder den Platz für die Ausbildung der Längsrinne zu gewinnen oder aber um einen durchlaufenden Schlitz für die Entwässerung zu schaffen (Fig. 461 und 462); im letzteren Falle müssen die Querträger sowie alle Holzteile mit Zinkblech oder Asphaltfilz gegen den Einfluß des durchlaufenden Regenwassers geschützt werden.

b) Längsgefälle. *a)* Liegt die Brücke im Gefälle, so fließt das Wasser in den gepflasterten oder aus besonderen Rinnsteinen bzw. Rinneisen gebildeten Rinnen einseitig ab; der Absatz zwischen Fahrbahn und Fußweg wird gleichbleibend 10 bis 14 cm hoch durchgeführt.

Das größte zulässige Gefälle beträgt für die Fahrbahn bei Schotterdecken 1:20, Steinpflaster 1:30, Holzpflaster 1:25, Bohlenbelag 1:25, Asphalt 1:70, und für die Fußwege 1:12.

β) Liegt die Brücke in der Wagerechten, so sind 2 Anordnungen möglich. Wird die Fahrbahndecke wagerecht ausgeführt, so erhalten die

Fig. 484^a.

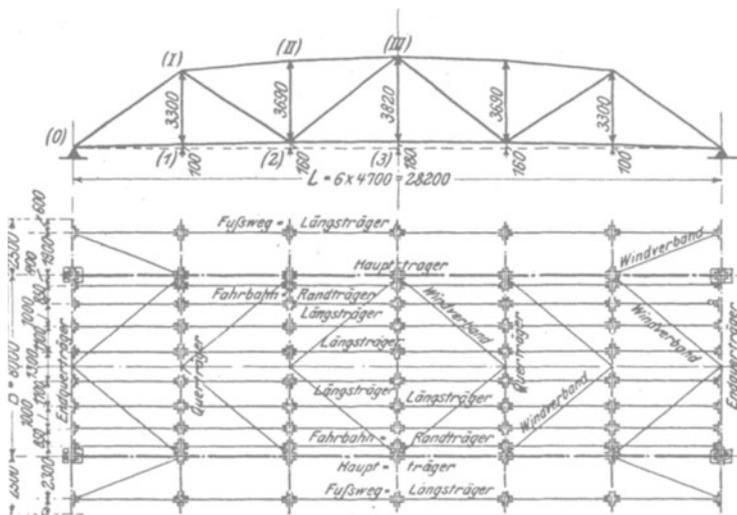


Fig. 484^b.
Querschnitt in Brückenmitte.

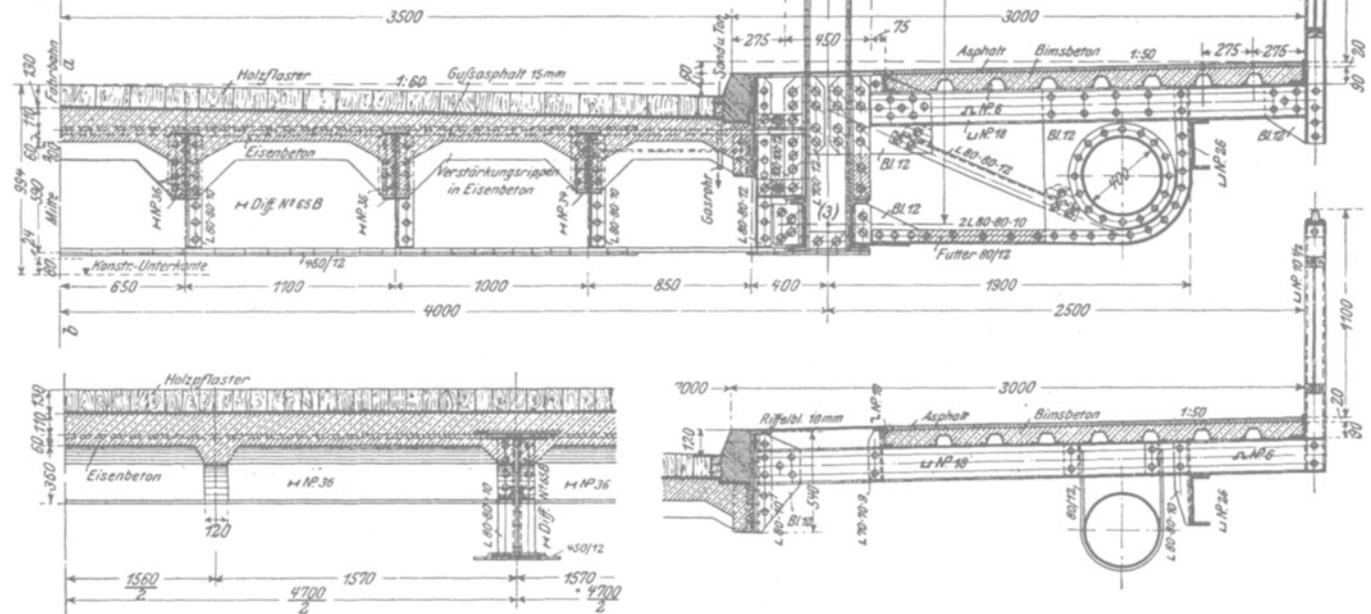


Fig. 484^c. Längsschnitt a-b.

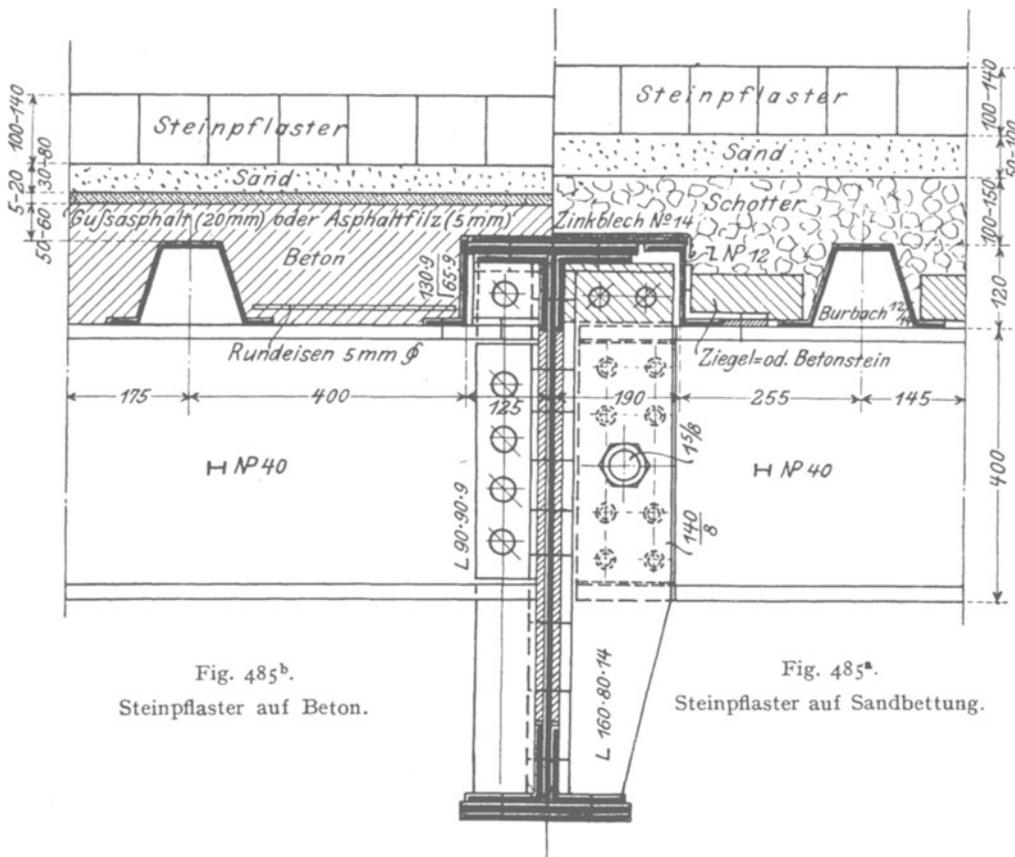
Fig. 484^d. Querschnitt durch den Fußweg zwischen den Konsolen.

gepflasterten Rinnen ein Längsgefälle von $\frac{1}{100}$, so daß sich für den Absatz zwischen Fahrbahn und Fußweg eine wechselnde Höhe ergibt. Da diese mindestens 6 cm, höchstens 18 cm betragen soll, so ergibt sich aus der Länge

der Brücke, ob die Entwässerung von Öffnungsmitte nur nach den beiden Widerlagern hin oder aber auch noch in einzelnen Zwischenpunkten durch besondere Abflußrohre erfolgen muß. Meist wird jedoch die Fahrbahndecke nicht wagerecht, sondern nach der Parabel gewölbt angeordnet (Fig. 34), deren in Öffnungsmitte liegender Pfeil gleich $\frac{1}{200}$ bis $\frac{1}{100}$ der Spannweite gewählt wird; die Entwässerung erfolgt dann bei gleichbleibender Bordsteinhöhe nach beiden Widerlagern hin. Bei fachwerkförmigen Hauptträgern wird dabei die der Fahrbahn nächst benachbarte Gurtung, z. B. der Untergurt in Fig. 466 und 484, der Fahrbahndecke parallel geführt.

3. Ausbildung.

a) **Steindecken.** a) Schotterdecken kommen hauptsächlich für die Fahrbahn der Landstraßenbrücken zur Verwendung, und zwar entweder auf Buckel- bzw. Tonnenblechen oder auf Belageisen (Fig. 462). Das Schotterbett ruht entweder unmittelbar oder unter Einschaltung einer mindestens 6 cm



starken Betonschicht auf der Fahrbahntafel. Die Stärke des Betts soll am Bordstein mindestens 10 cm über Fahrbahntafeloberkante betragen.

β) Werksteine und zwar hauptsächlich Granit, Trachyt und Sandstein werden nur zur Abdeckung der Fußwege verwendet, und zwar entweder freitragend in Platten bis etwa 2 qm Größe mit 8 bis 15 cm Stärke oder aber auf

einer Unterbettung aus Sand von 5 bis 10 cm bzw. aus Beton von 4 bis 8 cm Dicke mit 5 bis 8 cm Stärke.

Zu demselben Zweck werden freitragende Platten aus Eisenbeton bzw. Zement- oder Tonplatten auf Unterbettung verwendet.

γ) Steinpflaster wird wegen des hohen Eigengewichts nur bei städtischen Straßenbrücken verwendet. Die Höhe der Pflastersteine beträgt bei Vollpflaster 10 bis 14 cm, bei Kleinpflaster 8 bis 10 cm. Die Unterbettung besteht entweder aus:

einer 10 bis 15 cm starken Schotter- und 5 bis 10 cm starken Sandschicht (Fig. 485^a) oder aus

einer Betonschicht (Fig. 485^b), die die höchsten Punkte der Fahrbahntafel um 5 bis 6 cm überragen soll und zur wasserdichten Abdeckung eine 20 mm starke Gußasphalt- oder eine 5 mm starke Asphaltfilmschicht erhält, oder endlich aus

einer Asphaltbetonschicht, d. i. vorgewärmter Schotter und Sand mit heißem Teer und Asphalt gemischt.

δ) Asphalt: Stampfasphalt, 5 cm stark, für die Fahrbahn, auf einer einheitlichen Zementbetonschicht, die die Fahrbahntafeloberkante um 9 bis 12 cm überragen soll, oder aber auf einer Zementbetonschicht von 5 bis 7 cm Stärke auf einer Unterlage aus Mager- oder Bimsbeton (Fig. 483) von 6 bis 7 cm geringster Dicke, oder endlich seltener auf einer 8 bis 12 cm starken Zementbetonschicht auf einer Unterlage von Kies und Sand von 5 cm geringster Stärke.

Gußasphalt, 2 bis 3 cm stark, für die Fußwege, auf einer Betonschicht, die die höchsten Punkte der Fußwegtafel um mindestens 2 cm überragen soll. Statt dessen werden auch 2,5 bis 3 cm starke Asphaltplatten auf einer 5 bis 8 cm starken Sandschicht oder auf einer mindestens 2 cm starken Betonunterlage verwendet.

b) **Holzdecken.** α) Bohlenbelag: einfach zur Abdeckung der Fußwege (Fig. 461, 478); nur bei geringem Verkehr auch für die Fahrbahn; doppelt zur Abdeckung der Fahrbahn; die oberen, 5 bis 8 cm starken Bohlen aus Eichen-, Kiefern- oder Buchenholz werden quer zur Fahrtrichtung dicht aneinander gelegt und auf den unteren Belag mit Nägeln befestigt (Fig. 460 und 461); sie bilden die eigentliche, der Abnutzung durch den Verkehr unterworfenen Fahrbahndecke. Die unteren Bohlen bilden den tragenden Belag; sind sie auf Längsträgern aus Holz aufgelagert (Fig. 461), so werden in die Berührungsfächen Streifen aus Zinkblech oder Asphaltpappe eingelegt, um die Feuchtigkeit von den Holzbalken abzuhalten.

Beide Beläge werden in Fahrbahnmitte gestoßen, damit bei einer erforderlichen Auswechslung einzelner Bohlen die eine Hälfte der Brückenbahn für den Verkehr nutzbar bleibt.

β) Holzpflaster, 8 bis 12 cm hoch, mit der Längsrichtung quer zur Brücke verlegt und in den Fugen mit Asphalt gedichtet, erhält auf der Oberfläche einen Überzug von dünnflüssigem Zement und darauf zweckmäßig eine etwa 1 cm starke Schicht aus Porphyrguss, der sich beim Befahren in das Holz preßt. Es wird stets auf einer 5 bis 6 cm starken Zementbetonschicht verlegt; als Unterlage für diese dient entweder eine wasserundurchlässige Asphaltbetonschicht (Fig. 466), die die höchsten Punkte der Fahrbahntafel um mindestens 4 cm überragt, oder eine Zement-, Mager- oder Bimsbetonschicht,

deren Oberfläche zum Schutz gegen etwa durchdringende Feuchtigkeit mit Gußasphalt oder Asphaltfilz abgedeckt wird (Fig. 484).

Um der Ausdehnung des Holzes beim Quellen Rechnung zu tragen, wird bei größerer Fahrbahnbreite neben dem Bordstein eine 3 bis 5 cm breite Fuge gelassen, die mit Sand und Ton gefüllt und in Abständen von 6 bis 10 m durch einbetonierte Gasrohre entwässert wird (Fig. 484^b).

II. Die Fahrbahntafel.

1. Ausbildung.

a) **Beton und Eisenbeton** kommt entweder eben nach Fig. 252, 253 oder 443, bei Spannweiten $L \leq 8,0$ m auch nach Fig. 250, oder aber gewölbt nach Fig. 255 oder 256 zur Verwendung. Die ebene oder gewölbte Tafel ruht entweder auf den Hauptträgern (Fig. 443) oder aber unter Fortfall der Längsträger auf den Querträgern oder endlich auf den Längsträgern (Fig. 484); wird im letzteren Fall das Quergefälle durch ungleiche Stärke der Fahrbahndecke hergestellt, so kann die Entfernung der Längsträger voneinander nach den Bordsteinen hin der verminderten Belastung entsprechend verkleinert werden.

Wegen des großen Eigengewichts ist die Verwendung bei größerer Spannweite auf die Fälle beschränkt, wo die Fahrbahntafel von unten her dem öfteren und länger andauernden Angriff von Rauchgasen ausgesetzt ist, weil Eisen diesem Angriff erfahrungsgemäß nur verhältnismäßig kurze Zeit widersteht.

b) **Buckel- und Tonnenbleche** werden nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln durchgebildet. Den geringeren Belastungen entsprechend werden die Buckelplatten bis zu 6 m Seitenlänge verwendet und



Fig. 486.

dann aus 2 halben Blechen und einem Tonnenblech zusammengenietet (Fig. 486).

Bei Sand- und Schotterauffüllung wird Einzelentwässerung, bei Beton- auffüllung aber Entwässerung nach den Widerlagern hin angeordnet.

c) **Wellblech** wird wegen der schwierigen Entwässerung sowohl unter der Fahrbahn als auch unter den Fußwegen stets mit einer wasserdichten Schicht aus Asphaltbeton oder aus Beton mit Gußasphalt- oder Asphaltfilz- überzug abgedeckt. Die Wellen liegen meist senkrecht, seltener parallel zur Brückenachse; der seitliche Abschluß des Straßenkörpers erfolgt wie bei den Belageisen durch Bleche und Winkel- eisen.

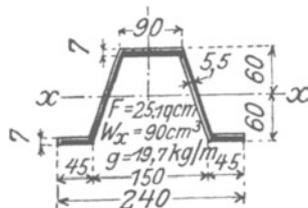


Fig. 487.

d) **Belageisen.** Außer den Normalprofilen kann das in Fig. 487 dargestellte Profil der Burbacher Hütte zweckmäßig verwendet werden.

Die Belageisen werden zur Ersparnis an Eisen mit Zwischenräumen von 5 bis 15 cm und zwar entweder senkrecht (Fig. 462) oder parallel (Fig. 484) zur Brückenachse verlegt; die Zwischenräume werden bei Schotterauffüllung mit Ziegel- oder

Betonsteinen ausgefüllt (Fig. 485^a und 492); eine auf Schalung hergestellte Betonauffüllung macht diese Steine entbehrlich und ermöglicht durch Anordnung von Eiseneinlagen (Fig. 485^b) größere Zwischenräume. Die Befestigung der Belageisen an den Fahrbahnträgern erfolgt durch Klemmplatten und

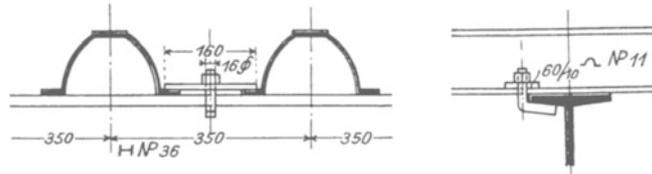


Fig. 488.

Hakenschauben (Fig. 488), seltener durch Vernieten oder Verschrauben der oberen oder unteren Flansche.

Der seitliche Abschluß des Straßenkörpers erfolgt entweder durch die Randlängsträger wie beim Fußweg in Fig. 462^b oder durch seitliche Begrenzungsbleche bzw. Profileisen (Fig. 466^b und 492), die durch Winkeleisen mit den oberen Flanschen der Belageisen verbunden sind.

2. Unterbrechungen

der Fahrbahn sind bei mit Gelenken versehenen Hauptträgern (Fig. 466) an den Orten dieser Gelenke erforderlich.

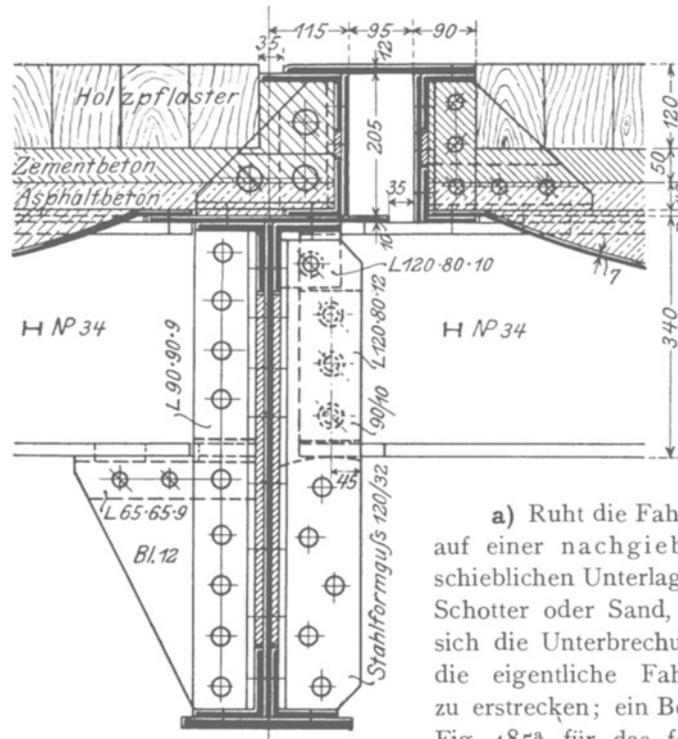


Fig. 489.

a) Ruht die Fahrbahndecke auf einer nachgiebigen, verschieblichen Unterlage, z. B. auf Schotter oder Sand, so braucht sich die Unterbrechung nur auf die eigentliche Fahrbahntafel zu erstrecken; ein Beispiel zeigt Fig. 485^a für das feste Gelenk der Fig. 466; die Unterbettung

wird durch ein Profileisen seitlich abgeschlossen, auf dessen oberen Flansch sich die seitlich verbreiterte oberste Querträgerlamelle löse auflegt; zum Schutz gegen etwa eindringende Feuchtigkeit wird der Querträger mit einem Zinkblech- oder Asphaltfilzstreifen abgedeckt. Ganz entsprechend ist die Ausbildung am beweglichen Gelenk.

b) Ist die Unterbettung der Fahrbahndecke unnachgiebig und unverschieblich, z. B. aus Beton gebildet, so muß nicht nur die Fahrbahntafel, sondern auch die Fahrbahndecke unterbrochen werden; ein Beispiel zeigt Fig. 489 für das bewegliche Gelenk der Fig. 466; der Straßenkörper ist beiderseits durch \square -förmige Träger abgeschlossen, von denen der eine mit dem Querträger, der andere aber mit dem längsverschieblich gelagerten Längs-

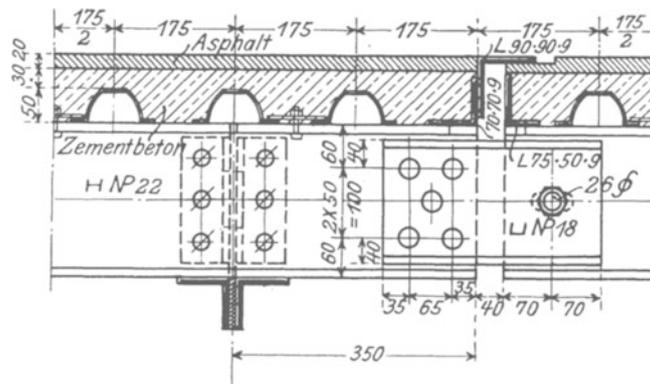


Fig. 490.

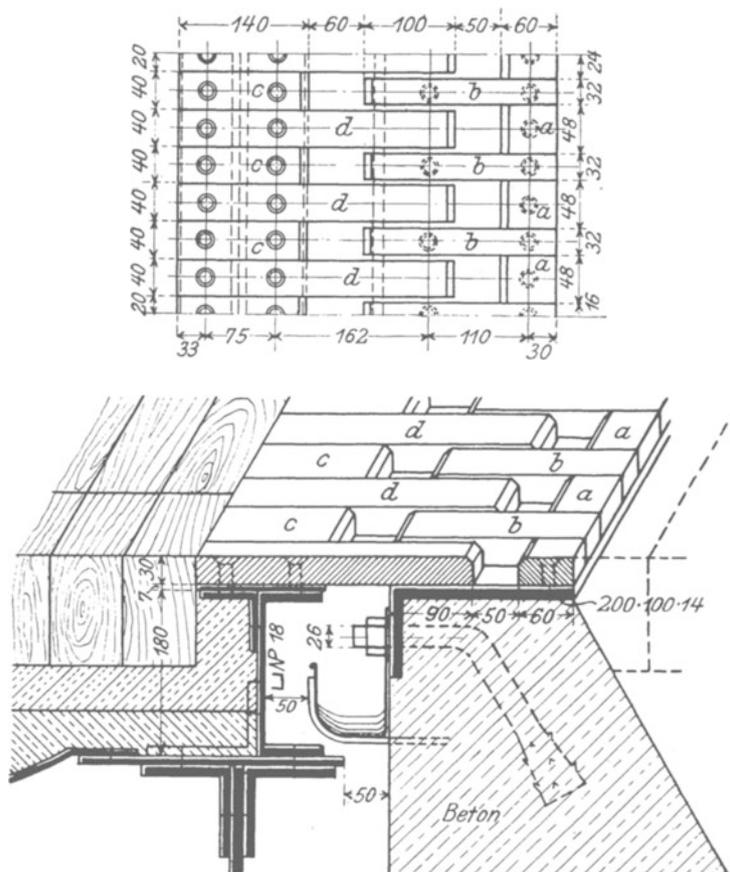
träger fest verbunden ist; der Raum zwischen beiden Trägern, der mit Rücksicht auf den Anstrich nicht zu klein zu wählen ist, wird durch ein glattes oder geriffeltes Blech von 12 mm Stärke überdeckt, das mit dem rechten \square -Träger fest vernietet, auf dem linken aber lose aufgelagert ist. Die oberen Winkel $120 \cdot 80 \cdot 10$, deren schmale Schenkel mit den Längsträgeranschlußwinkeln durch innen versenkte Nieten und deren breite Schenkel mit dem Gurtwinkel des Querträgers verbunden sind, dienen zur Entlastung der Anschlußnieten von den auftretenden Zugkräften (vgl. Fig. 447, 450 und 451).

Für dieselbe Gelenkstelle ist in Fig. 490 die Unterbrechung der Fußwegdecke dargestellt; der rechte Abschlußwinkel $75 \cdot 50 \cdot 9$ kann noch zweckmäßiger durch ein \square - oder Z -Eisen ersetzt werden.

3. Anschluß an die Widerlager.

Der Übergang vom Endquerträger zum Widerlager wird durch ein Schleppblech vermittelt, dessen Anordnung dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken ist. Liegt es mit Oberkante Fahrbahn bündig, so wird der Straßenkörper durch \square - oder Z -förmige Träger entsprechend Fig. 489 abgeschlossen. Am beweglichen Auflager wird das Schleppblech bei großen Spannweiten, also großen Verschiebungen des Auflagers durch die in Fig. 491 dargestellten Finger ersetzt, das sind zahnartig ineinander greifende Flachschienen aus Flußstahl oder -eisen, die den möglichst stoßfreien Übergang

der Fuhrwerke von der Brücke zum Widerlager gewährleisten; sie werden nur 30 bis 40 mm breit gemacht, um den Rädern in jeder Stellung die erforderliche Unterstützung zu bieten. Der ganze Fingerrost setzt sich aus den mit dem Widerlager fest verbundenen Fingern *a* und *b* und den mit dem Abschlußträger des Straßenkörpers fest vernieteten Fingern *c* und *d* zusammen; letztere ruhen gleichzeitig auf dem Widerlager und zwar in solcher Länge auf, daß sie auch bei der größten Verkürzung des eisernen Überbaues noch ein Auflager von 40 bis 50 mm finden. Eine untergehängte Rinne

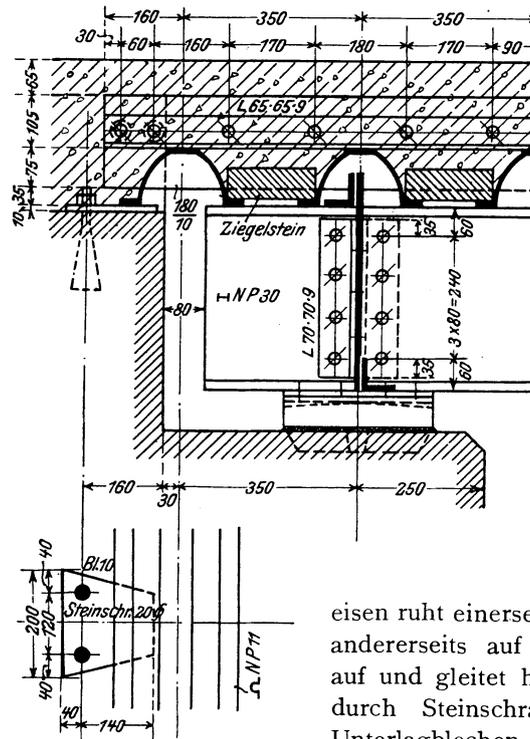
Fig. 491^a.Fig. 491^b.

nimmt durchdringenden Schmutz und Regenwasser auf. Da sich die nur 3 bis 5 mm breiten Zwischenräume zwischen den Fingern *b* und *d* leicht verstopfen, kann man die Finger *d* abnehmbar oder um ihr hinteres Ende aufklappbar einrichten und so die Reinigung des Rosts erleichtern. Zur Vermehrung der Reibung werden die Finger an der Oberfläche gefurcht oder geriffelt.

Man kann auch die Finger *a* und *b* sowie *c* und *d* je zu einem einheitlichen Stahlgußkörper vereinigen; *b* und *d* erscheinen dann als frei auskragende Rippen dieser Körper, deren Höhe zur Aufnahme des Raddrucks hinreichend groß gemacht werden kann.

Ist die Fahrbahntafel aus Belageisen gebildet, so kann der Übergang zum Widerlager auch nach Fig. 492 ausgebildet werden; das letzte Belag-

Fig. 492^a (vgl. Fig. 462).



eisen ruht einerseits auf der Brücke, andererseits auf dem Widerlager auf und gleitet hier auf einzelnen durch Steinschrauben befestigten Unterlagblechen.

Fig. 492^b.

III. Die Längsträger.

1. Grundrißanordnung.

Die Entfernung der Längsträger voneinander richtet sich nach der Tragfähigkeit der Fahrbahntafel und schwankt zwischen etwa $\lambda = 0,8$ bis 2,5 m; sie kann auch bei ein und derselben Brücke veränderlich gewählt werden (Fig. 484).

Man unterscheidet die Fahrbahnzwischenlängsträger und die an der Bordsteinkante liegenden Fahrbahnrandlängsträger, die meist auch gleichzeitig zur Unterstützung des Fußwegs dienen; der Fußwegrandträger dient zum Anschluß des Geländers.

2. Querschnittsausbildung.

a) **Holzbalken** finden nur bei Bohlenbelag Anwendung (Fig. 461); das Quergefälle der Fahrbahndecke wird dadurch hergestellt, daß man entweder die Höhe der Holzbalken nach den Bordsteinen hin abnehmen läßt oder aber die Balken bei gleichbleibender Höhe verschieden tief in den Querträger einkämmt. Die Befestigung auf den Querträgerflanschen erfolgt durch

Winkelisenstücke; zwischen Holz und Eisen ist zur Verhütung der Fäulnis ein Streifen aus Asphaltpappe, Asphaltfilz oder Zinkblech anzuordnen.

b) **Eiserne Längsträger** erhalten gewalzten oder genieteten **I**-, die Randträger auch **C**- oder **Z**-förmigen Querschnitt; die konstruktive Durchbildung ist dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken.

3. Anschluß an die Querträger.

Die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln finden auch hier sinngemäße Anwendung; Beispiele zeigen Fig. 485^b für den festen Anschluß, Fig. 485^a für den festen, Fig. 489 für den beweglichen Gelenkanschluß.

IV. Die Querträger.

1. Grundrißanordnung.

Die Entfernung der Querträger voneinander wird bei vollwandigen Brücken zu $a = 2,0$ bis $3,0$ m, bei Fachwerkbrücken gleich der Fachweite a gewählt; ist diese größer als $4,0$ bis $5,0$ m, so werden bei Tonnen- bzw. Buckelblechbelag Zwischenquerträger erforderlich.

2. Querschnittsausbildung.

Außer den vollwandigen Querschnitten kommen bei größerer Brückenbreite b auch Fachwerkträger zur Verwendung, die dann meist gleichzeitig als Querverbände dienen (Fig. 483); die konstruktive Durchbildung ist dieselbe wie bei den Eisenbahnbrücken.

3. Anschluß an die Hauptträger.

Die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln finden auch hier sinngemäße Anwendung.

V. Die Konsolen und Geländer.

1. Die Konsolen

werden in der Verlängerung der Querträger angeordnet und entweder vollwandig (Fig. 483) oder als Fachwerkträger (Fig. 466, 484) ausgebildet. Als einseitig eingespannte Träger erleiden sie im Obergurt Zugkräfte, die mit der Ausladung wachsen und die oberen Anschlußniete auf Zug beanspruchen; der Obergurt ist daher nicht nur in der lotrechten Ebene an den Hauptträger, sondern auch in der wagerechten Ebene an den Obergurt des Querträgers anzuschließen.

Die vollkommene Entlastung der Anschlußniete wird erreicht, wenn entweder die obere Gurtung der Konsole mit der des Querträgers durch ein wagerechtes Blech verbunden (Fig. 483) oder wenn das senkrechte Konsolanschlußblech durch die Hauptträgervertikale (Fig. 386^c) gesteckt werden kann. Bestehen die Vertikalen aus gewalzten **H**-Profilen, so kann die Anordnung nach Fig. 493 getroffen werden, die den Konsolanschluß der Straßenbrücke Fig. 484 darstellt. Das lotrechte Anschlußblech der Konsole, dessen Begrenzung in Fig. 493^a durch Strichlage hervorgehoben ist, legt sich auf den Steg des die

Hauptträgervertikale bildenden H Diff. Nr. 22 B, dessen Flansche einseitig auf die Höhe des Blechs abgearbeitet und durch Lamellen $\frac{250}{10}$ ersetzt sind; diese Lamellen sind auf Blechhöhe geschlitzt und daher durch Winkel $100 \cdot 100 \cdot 12$ an den Steg der Vertikale angeschlossen; die Winkeleisen w vermitteln die Übertragung der Zugkraft in den oberen Flansch des Querträgers.

Eine andere Ausbildung dieses Anschlusses ist in Fig. 466 dargestellt. Hier ist der Obergurt der Konsole an das senkrechte Blech c (Fig. 466^b) angeschlossen, das als Träger auf 2 Stützen aufzufassen ist; die untere Stütze bildet durch Vermittlung der Winkeleisen w_1 und der wagerechten Anschlußbleche e der Windverband bzw. Querträger, die obere durch Vermittlung der Winkeleisen w_2 (Fig. 466^{b u. c}) das wagerechte Abdeckblech g (Fig. 466^e), das an die Randlängsträger r (Fig. 466^e) und durch diese und die Winkel w_3 (Fig. 466^b) an den Querträgerobergurt angeschlossen ist.

Der Untergurt der Konsole erhält Druck, ist daher der Gefahr des Ausknickens ausgesetzt. Das Abbiegen der lotrechten Anschlußbleche am Hauptträger wird zunächst durch wagerechte Bleche (e in Fig. 466 und 493^a) verhindert, das Ausbiegen der Konsolspitze aber durch die Fußwegrandträger in Verbindung mit den in den End- bzw. Mittelfeldern angeordneten Schrägstäben (Grundriß Fig. 466, 484), die den Randträger an den Windverband anschließen; diese Schrägstäbe werden nur dann überflüssig, wenn die Fußwegtafel aus Tonnen- oder Buckelblechen besteht (Fig. 483).

2. Die Geländer

schließen die Fußwege nach außen ab und bestehen aus den Hauptpfosten, der Handleiste (Holm), den Zwischenpfosten, Zwischenriegeln und der Füllung.

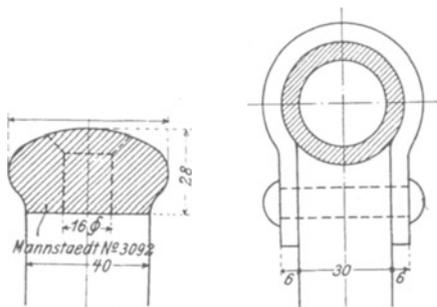


Fig. 494.

Fig. 495.

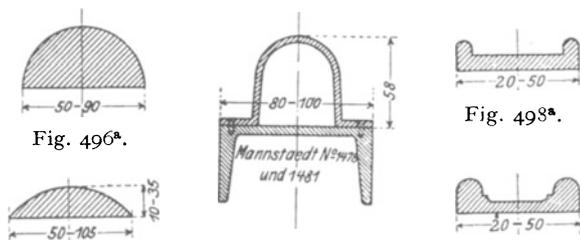


Fig. 496^a.

Fig. 496^b.

Fig. 497.

Fig. 498^a.

Fig. 498^b.

a) Die Hauptpfosten werden, wenn Fahrbahn und Fußweg nicht durch die Hauptträger getrennt sind, durch die Hauptträgervertikalen gebildet (Fig. 461, 478), wenn die Fußwege durch besondere Hauptträger unterstützt sind (Fig. 462), in 1,0 bis 1,5 m Entfernung, wenn endlich die Fußwege auf Konsolen ausgekragt sind, in den Konsolspitzen angeordnet (Fig. 466, 483, 484). Sie werden aus Vierkanteisen (Fig. 462, 483), L -, JL -, J -, JC -Eisen, seltener aus Gußeisen gebildet und meist durch Schrägstreben nach außen abgestützt (Fig. 462, 483); ihre Höhe beträgt

1,0 bis 1,2 m. Auf die Befestigung an den Konsolspitzen bzw. Fußwegrandträgern ist besondere Sorgfalt zu legen da sie als eingespannte Träger

die ganze auf ein Geländerfeld treffende wagerechte Belastung zu übertragen haben.

b) Die **Handleiste** muß besonders in wagerechter Richtung genügend stark ausgebildet sein. Sie wird aus gleich- oder ungleichschenkligen Winkel-eisen (Fig. 461, 478), Handleisteneisen (NP. oder nach Fig. 494), Gasrohr (Fig. 495), Halbrundeisen (Fig. 496), \perp -Eisen mit aufgenieteten Halbrund- oder Profileisen (Fig. 497) gebildet.

c) Die **Zwischenpfosten**, in 0,15 bis 0,35 m Entfernung angeordnet, bestehen aus Winkel- oder Vierkanteisen und schließen sich unten entweder unmittelbar an den Fußwegrandträger oder aber an einen besonderen, aus Flach-, Winkel- oder Hespeneisen (Fig. 498) gebildeten unteren Holm an.

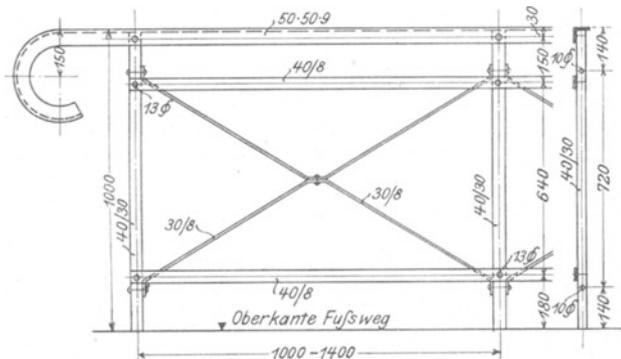


Fig. 499.

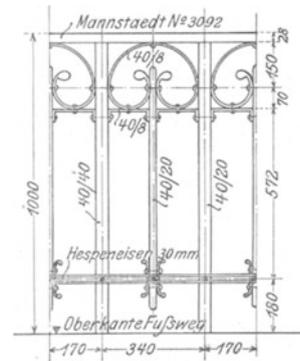


Fig. 500.

d) Die **Zwischenriegel** werden aus Flach-, Winkel- oder Hespeneisen gebildet; ihre Höhenentfernung richtet sich nach der Art der Füllung, soll aber von Oberkante Fußwegrandträger nicht mehr als 200 bis 250 mm betragen, um das Durchkriechen zu verhindern.

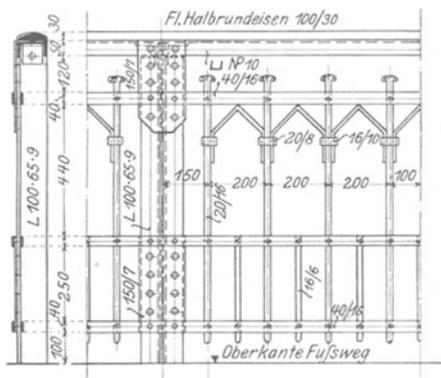


Fig. 501.

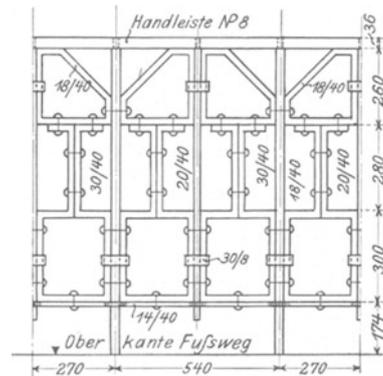


Fig. 502.

e) Die **Füllung** wird je nach Lage der Brücke in ganz einfachen (Fig. 499, 505) oder in mehr oder weniger reichen (Fig. 500 bis 502) Formen ausgebildet; bei regem Verkehr ist für ihre Ausbildung in erster Linie der Gesichtspunkt maßgebend, daß die verbleibenden Zwischenräume Kindern das Durchkriechen verwehren.

3. Auflagerung.

Die bei den Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln finden auch hier sinnngemäße Anwendung; Beispiele sind in Fig. 492 für die Brücke Fig. 462,

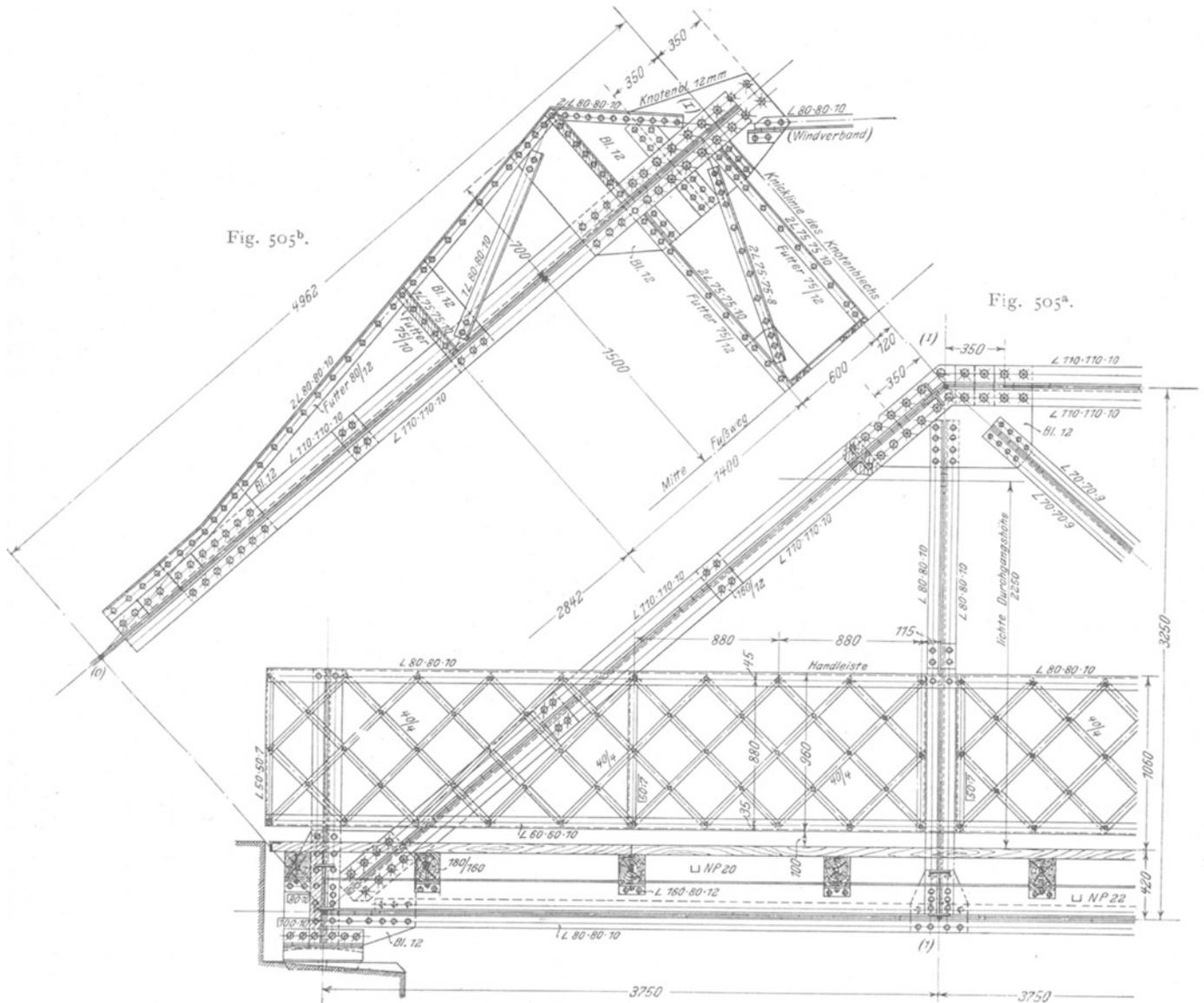


Fig. 505. Portalrahmen der Fußgängerbrücke Fig. 478.

in Fig. 503 für das feste Auflager der Straßenbrücke Fig. 461, deren bewegliches Auflager Fig. 163 zeigt, in Fig. 152 für das feste und in Fig. 170 für das bewegliche Gelenk des Gerberträgers Fig. 466 dargestellt.

VII. Der Windverband.

Für die konstruktive Durchbildung gelten die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

Ist im Hauptträger ein bewegliches Gelenk angeordnet, so muß auch der Windverband an der Gelenkstelle längsverschieblich angeschlossen werden. Ein Beispiel zeigt Fig. 504 für den längsbeweglichen Windverbandanschluß des eingehängten Feldes des Fig. 466^a dargestellten Gerberträgers an den Kragarm im Punkte *C* des Grundrisses. Die aus je 2 \times 100·65·11 gebildeten Windverbanddiagonalen sind an ein 14 mm starkes Knotenblech *m* angeschlossen, das unter der Lamelle *l* des Querträgers in der Brückenachse verschieblich gelagert und durch ein untergelegtes Flacheisen *k* in lotrechter Richtung gehalten ist; dieses Flacheisen *k* ist außerhalb des Knotenblechs *m* beiderseits unter Einschaltung von 14 mm starken Futterstücken *g* durch je 4 Niete an den Querträgeruntergurt angeschlossen; gegen die abgerundeten Kanten der Futterbleche *g* schlägt das Knotenblech *m* an, so daß es sich in dem zwischen *l* und *k* liegenden Zwischenraum in der Längsrichtung bewegen kann. Die aus je 2 \times 80·80·10 bestehenden Diagonalen sind an ein auf den Querträgerwinkeln liegendes Knotenblech angeschlossen; um das Abbiegen dieses Blechs zu verhindern, sind die oberen Diagonalwinkel bis auf die Querträgerwinkel durchgeführt.

VIII. Der Querverband.

Die konstruktive Durchbildung sowohl der Querverbände als der Querrahmen (Portale und offene Halbrahmen) erfolgt nach den für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln. Die Fig. 462^b zeigt ein Beispiel für einen vollwandigen, Fig. 483^a für einen gegliederten Querrahmen; Fig. 505 gibt die konstruktive Durchbildung des in Aufg. 84 berechneten Portalrahmens mit Kämpfergelenken.

Aus konstruktiven Gründen sind bei diesem Portal die Diagonalen $(I_1)-(c)$ und $(\bar{I}_1)-(c)$ (vgl. Fig. 479) um 120 mm unterhalb der theoretischen Knotenpunkte (I_1) und (\bar{I}_1) angeschlossen; in jedem dieser Punkte entsteht daher, da die wagerechte Seitenkraft der Diagonale nach Fig. 479 die Größe 6,9 t hat, ein Biegemoment $6,9 \cdot 0,12 = 0,828$ mt, zu dessen Aufnahme die Hauptträgerdiagonale durch die 12 mm starken durchlaufenden Knotenbleche verstärkt ist.

Beispiele für offene Halbrahmen zeigen die Fig. 461, 466 und 484; das in Fig. 482 dargestellte Portal über den Mittelpfeilern des Gerberträgers Fig. 466 ist bereits unter A VII 2 konstruktiv erläutert.

Anhang

Zahlentafeln

Inhalt.

Zahlen- tafel	Seite
I. Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe bei Hochbauten	275
II. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Deckenkonstruktionen . . .	276
III. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Dachkonstruktionen . . .	277
IV. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Eisenbahnbrücken	278
V. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Straßenbrücken	283
VI. Gleichschenklige Winkeleisen	284
VII. Ungleichschenklige Winkeleisen	285
VIII. H -Eisen (Normalprofile, Differdinger und Peiner Träger), Belageisen . . .	286
IX. Z -Eisen, Quadranteisen	289
X. C -Eisen	290
XI. Lamellen und Stehbleche	292
XII. L -Eisen, Handleisteneisen, Laufkranschienen	294
XIII. Gußeiserne Hohlensäulen, Whitworthsches Gewinde, Gewichte der Nietköpfe, Schlesische Zinkblechlehre	295
XIV. Blechträger	296
XV. Kastenträger. Wellbleche	298

Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe bei Hochbauten

(nach den Bestimmungen vom 31. Januar 1910).

Baustoff	Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/cbm	Zulässige Beanspruchung in kg/qcm				Bemerkungen		
			Zug k_z	Druck k_d	Biegung k_b	Ab-scheren k_s			
Steine	Mauerwerk in								
	Kalkmörtel und gewöhnl. Ziegel- oder Kalksandsteinen	1800	7	1 T. Kalk + 3 T. Sand.		
	Schwemmsteinen	1000	3			
	Bruchsteinen {	Granit	2700	5		
		Kalk- oder Sandstein	2500	5		
	Kalkzementmörtel und								
	Hartbrandziegel- oder Kalksandsteinen	1800	12—15	1 T. Zement + 2 T. Kalk + 6—8 T. Sand.		
	Klinkern	1900	15—20			
	Zementmörtel und								
	Klinkern	1900	20—30	1 T. Zement + 2 T. Kalk.		
	Kalksteinen in {	Auflagersteinen	2500	30		
		Pfeilern und Gewölben schlanken Pfeilern u. Säulen		20		
	Sandsteinen in {	Auflagersteinen	2700	30		
		Pfeilern und Gewölben schlanken Pfeilern u. Säulen		25		
	Granit u. Basalt-lava in {	Auflagersteinen	2800	60		
		Pfeilern und Gewölben schlanken Pfeilern u. Säulen		45		
	Beton: Zementbeton		2200	5	35	Festigkeit $\frac{150 \text{ kg}}{180 \text{ qcm}}$ nach $\frac{28}{45}$ Tag.	
		Fundamentbeton {	geschüttet	2200	6—8	
			gestampft	10—15	
		Schlackenbeton	1000	5	1 Zement + 3 Sand + 7 Schlacken.	
Bimsbeton	1000	10	1 Zement + 3 Sand + 3 Bimssand.			
Gips:	gegossen	970							
	-dielen	650							
	-Rabitzputz	1500							
	Asphalt: gegossen oder gestampft		1500						
		-pappe	3 kg/qm						
		-filzplatten 7 bis 10 mm stark	11—15 kg/qm						
	Glas: geblasenes Rohglas		2600	120			
		gegossenes Rohglas	2600	80			
		Drahtglas	2700	160			
		Glasbausteine einschl. Mörtel	65kg/qm						
Guter Baugrund	3—4						
Erde, Sand, Lehm {	naß	2100	<i>Die höheren Werte der zulässigen Beanspruchungen dürfen bei allen Baustoffen nur verwendet werden, wenn einwandfreie statische Untersuchungen unter Annahme der stärksten Belastungen bei Berücksichtigung der denkbar ungünstigsten Umstände durchgeführt werden.</i>						
	trocken	1600							
	Kies {	naß					2000		
		trocken					1700		
	Kokasche	700							
Bimssteinsand	700								
Hölzer	} lufttrocken	Holz: Fichte	550	100	60 bis	100	10 bis, 15 parallel		
		Tanne	600		80		zur Faser		
		Kiefer und Lärche	650	120	80 bis	120	60 bis 70 rechtwinklig		
		Buche	750				15 bis 20 parallel		
		Eiche	900				80 bis 90 rechtwinklig		
Metalle	Eisen: Gußeisen		7250	250	500	250	200	zul. Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$.	
		Flußeisen	7850	1200	1200	1200	1000		
		Flußstahl {	gegossen (Stahlformguß)	7850	1200	1200	1200		—
			gewalzt oder geschmiedet	7860	1400	1400	1400		1000
	Blei	11400	*) Bei Holzbauten für vorübergehende Zwecke (Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 50 v. H. erhöht werden.						
	Kupfer gewalzt	8900	Knicksisicherheit 10 fach ($J_{min} = 100 P_1 h_1^2$) bzw. bei Bauten für vorübergehende Zwecke 6 fach ($J_{min} = 60 P_1 h_1^2$).						
Bronze	8600	Elastizitätsmodul $E = 100\,000 \text{ kg/qcm}$.							
Zink {	gewalzt	7200							
gegossen	6900								
Zinn gewalzt	7400								

Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Deckenkonstruktionen

(nach den Bestimmungen vom 31. Januar 1910).

I. Belastungen.

1. Die ständige Last (Fußbodenbelag, Lagerhölzer, Füllung, Balken bzw. Träger und Deckenputz) kann folgender Zusammenstellung entnommen werden.

Holzbalkendecken		Gewölbte Decken bis 2,0 m Spannweite				Ebene Betondecken			
bis 1,0 m Balkenentfernung	kg qm	Lagerhölzer in 0,8 m Entfernung		Gewölbe in Stein Beton kg kg qm qm		Lagerhölzer in 0,8 m Entfernung	kg qm		
Holzbalken 24 × 26 cm . . .	40	Gewölbe und Hinter- mauerung in	{	Ziegelsteinen 1/2 St.	245	Beton für 1 cm Stärke . . .	25		
Dielen 3,5 cm stark . . .	25			Lochsteinen . . .	200		Auffüllung für Koksasche	10	
halber Windelboden . . .	150	Hinter- mauerung in	{	Schwemmsteinen . . .	155	1 cm Stärke in Sand . . .	15		
ganzer Windelboden . . .	290			Zementbeton . . .	220	Lagerhölzer 10/10 cm stark	10		
untere Schalung 2 cm stark	15	Hinter- füllung mit	{	Unter-)kanteLa-	40	Estrich 2,5 cm stark . . .	55		
Rohrung und Putz . . .	20			asche	105	Linoleum 4 mm stark . . .	5		
Gipsestrich 7 cm stark . . .	110			Sand	bis	Unter-)kanteLa-	90	Deckenputz	20
						Ober-)gerhölzer	230		
		Lagerhölzer (10/10 cm), Dielen (3,5 cm) und Deckenputz		50	50				

2. Die Verkehrslast beträgt für

Wohngebäude und kleine Geschäftshäuser	250 kg/qm
Geschäftsgebäude, Versammlungssäle, Unterrichtsräume, Turnhallen . . .	500 "
Fabriken, wenn nicht größere Belastungen vorgeschrieben sind	500 "
Durchfahrten und befahrbare Höfe, wenn nicht größere Einzellasten (Raddrücke) zu berücksichtigen sind	800 "
Treppen	500 "
Dachbodenräume von Wohngebäuden	125 "

In Lagerräumen ist die Nutzlast nach dem Eigengewicht der zu lagernden Stoffe und der Höhe der Lagerung zu ermitteln. Dabei ist die Nutzlast für die Gänge, sofern sie nicht zur Benutzung durch das Publikum bestimmt sind, mit 150 kg/qm in Rechnung zu stellen.

Für Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Bibliotheken, Archiven usw. ist einschließlich der Hohlräume eine Nutzlast von 500 kg/cbm anzunehmen.

II. Zulässige Beanspruchungen.

1. Die Träger zur Unterstützung von Decken und Treppen dürfen höchstens mit den in Zahrentafel I angegebenen Werten beansprucht werden. Bei der Berechnung der Angriffsmomente ist die Stützweite, d. i. die Entfernung der Auflagermitten, einzuführen.

2. Die Stützen. a) Flußeiserne Stützen dürfen mit 1200 kg/qcm, bei genauer Berechnung der durch die ungünstigste Laststellung (Winddruck, Einzellasten, z. B. Kranträger u. dgl.) eintretenden größten Kantenpressung mit 1400 kg/qcm beansprucht werden. Sie müssen ferner nach der Eulerschen Formel mit 5facher Sicherheit gegen Knicken berechnet werden ($J_{min} = 2,33 P_1 h_1^2$). Als Knicklänge h_1 ist die Systemlänge einzuführen; stehen die Stützen in mehreren Geschossen übereinander und werden sie durch anschließende Deckenträger unverrückbar gehalten, so ist die Geschoßhöhe als Knicklänge ohne Rücksicht auf etwaigen Stoß in Deckenhöhe anzunehmen.

b) Gußeiserne Säulen dürfen mit den in Zahrentafel I angegebenen Werten beansprucht werden; sie sind nach der Eulerschen Formel mit 6- bis 8facher Sicherheit auf Knicken zu berechnen ($J_{min} = 6 P_1 h_1^2$ bis $8 P_1 h_1^2$).

Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Dachkonstruktionen

(nach den Bestimmungen vom 31. Januar 1910).

I. Belastungen.

1. **Ständige Last.** Das Gewicht der Dachdeckung in kg für 1 qm schräger Dachfläche kann der nachfolgenden Zusammenstellung entnommen werden.

Dachdeckung	kg/qm	Latten 4,5 × 6,5 cm		Schalung		Ins- gesamt kg/qm Dach- fläche	Kleinste Dachneigung	
		Entfer- nung cm	kg/qm	2,5 cm stark kg/qm	3,5 cm stark kg/qm		$\frac{f}{L}$	α
Biberschwänze {	Spließdach	55	20	—	—	65	$\frac{1}{3}$	33° 40'
	Doppeldach	70	14	10	—	80	$\frac{1}{4}$	26° 30'
	Kronendach	80	25	—	—	90	$\frac{1}{4}$	26° 30'
Dachpfannen auf {	Lattung	65	24	5	—	70	$\frac{1}{3}$	33° 40'
	Stülpchalung	65	—	—	20	90	$\frac{1}{3}$	33° 40'
Falzziegel	45	33,5	5	—	—	50	$\frac{1}{3}$	18° 30'
Schiefer {	deutscher	35	—	—	15	50	$\frac{1}{3}$	33° 40'
	englischer	25	20	5	—	30	$\frac{1}{5}$	21° 50'
Asphaltpappe doppellagig	25	—	—	15	—	40	$\frac{1}{20}$	5° 40'
Holzzement	140	—	—	—	25	165	$\frac{1}{50}$	2° 20'
Zink- und Kupferblech	10	—	—	15	—	25	$\frac{1}{50}$	2° 20'
Zinkwellblech	10	—	—	15	—	25	$\frac{1}{20}$	5° 40'
Eisenwellblech (flaches)	15	200	10	—	—	25	$\frac{1}{20}$	5° 40'

Die Sparren haben bei einer Entfernung von 0,8 bis 1,2 m sowohl in Holz als auch in Eisen ein Gewicht von 10 bis 15 kg/qm Grundriß,

die Pfetten je nach der Größe der Binderentfernung b und der Fachweite a (Fig. 284) von 10 bis 20 kg/qm Grundriß,

die Binder einschließlich des Windverbands endlich je nach der Größe der Spannweite L und Binderentfernung b von 15 bis 30 kg/qm Grundriß.

2. **Nutzlast.** a) Die Schneelast ist zu 75 kg/qm der Dachfläche anzunehmen und dabei die Möglichkeit einer vollen und einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen. Bei steilen Dächern kann die Schneebelastung geringer angenommen werden, sofern nicht etwa einzelne Dachteile Schneesäcke bilden, und zwar, wenn α der Dachneigungswinkel ist, zu $75 \cos \alpha$ kg/qm Grundrißfläche. Bei ganz steilen Dächern, an denen nur geringfügige Schneemassen haften können, ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen.

b) Der Winddruck ist in der Regel zu 125 kg/qm rechtwinklig getroffener Fläche anzunehmen. Für hohe Bauten auf kleiner Grundfläche (schlanke Türme) ist außerdem noch der Nachweis zu führen, daß bei einem Winddruck von 150 kg/qm die für die zulässigen Beanspruchungen angegebenen oberen Grenzen nicht überschritten werden.

Werden freistehende Gebäude, deren Frontwände nicht durch Querwände versteift sind, auf Standsicherheit gegen Winddruck untersucht, so genügt es, bei der Untersuchung von Tragwerken, die zur Aussteifung des ganzen Gebäudes gegen Winddruck und zu seiner Übertragung auf einzelne feste Punkte dienen, mit einem Winddruck von 75 kg/qm zu rechnen; bei der Berechnung der einzelnen Wandglieder, Rahmen, Binder usw. ist der Winddruck dagegen zu 125 bzw. 150 kg/qm anzunehmen.

Bezeichnet α den Neigungswinkel eines Teiles F der Dachfläche gegen die waagrecht anzunehmende Windrichtung, so ist der auf die Fläche F entfallende, rechtwinklig zur ihr wirkende Winddruck $w = w_0 F \sin^2 \alpha$, wo $w_0 = 125$ bzw. 150 kg/qm einzusetzen ist. Ebenso groß ist die auf 1 qm der senkrechten bzw. wagerechten Projektion der Dachfläche F entfallende senkrechte bzw. wagerechte Seitenkraft des Winddrucks.

Bei Dachneigungen unter 25° genügt es in der Regel, den Winddruck durch einen Zuschlag zur senkrechten Belastung zu berücksichtigen; die wagerechte Seitenkraft darf vernachlässigt werden.

Bei Dächern über offenen Hallen ist auch ein von innen nach außen wirkender Winddruck von etwa 60 kg für 1 qm rechtwinklig getroffener Fläche in Betracht zu ziehen.

c) Als Menschenbelastung ist in der Mitte der einzelnen Dachteile (Sparren, Pfetten, Sprossen usw.) eine Einzellast von 100 kg für einzelne, das Dach bei Wiederherstellungs- oder Reinigungsarbeiten betretende Personen anzunehmen.

3. Die Gesamtlast, bestehend aus Eigengewicht, Schnee- und Winddruck, kann für 1 qm Grundrißfläche angenommen werden beim

Glasdach	mit 10 ⁰ bis 25 ⁰ Neigung zu	125 bis 150 kg
Schieferdach	" 25 ⁰ " 45 ⁰ " " "	150 " 250 "
Ziegeldach	" 30 ⁰ " 45 ⁰ " " "	250 " 300 "
Mansardendach mit Schiefer- oder Ziegeldeckung	" 45 ⁰ " 70 ⁰ " " "	300 " 700 "
Holzzementdach		275 "

II. Zulässige Beanspruchungen.

1. Dächer, Fachwerkwände, Träger zur Unterstützung von Wänden, Kranbahnträger u. dgl. dürfen in denjenigen Teilen, deren Querschnittsgröße durch die ständige, Nutz- und Schneelast allein bedingt ist, mit $\frac{1200}{1400}$ kg/qcm beansprucht werden. Maßgebend ist derjenige Fall, der den größten Querschnitt ergibt. Für die Berechnung der Träger zur Unterstützung von Wänden ist dabei die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite einzuführen. Anker dürfen nur mit 800 kg/qcm beansprucht werden.

Die Spannung von 1400 kg/qcm darf ausnahmsweise bis zu 1600 kg/qcm bei Dächern gesteigert werden, wenn für eine den strengsten Anforderungen genügende Durchbildung, Berechnung und Ausführung volle Sicherheit gewährleistet erscheint.

Bei fachwerkartigen Bauteilen brauchen die Neben- und Zwängungsspannungen nicht berücksichtigt zu werden.

2. Die Scherspannung der Niete und gedrehten Schrauben darf 1000 kg/qcm, der Lochleibungsdruck 2000 kg/qcm betragen.

3. Die Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Glieder muß, nach der Eulerschen Formel berechnet, im ungünstigsten Falle eine 4fache sein ($J_{min} = 1,82 P_1 h_1^3$). Als Länge h_1 dieser Glieder ist die ganze Systemlänge einzuführen.

Im übrigen gelten die Werte der Zahlentafel I.

Zahlentafel IV.

Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Eisenbahnbrücken

(nach den Vorschriften vom 1. Mai 1903 mit Erlaß vom 31. Dezember 1910).

I. Belastungen.

1. Ständige Last. Schienen einschließlich Kleineisenzeug 125 kg/m Gleis; Entgleisungszwangsschienen 150 kg/m Gleis. Das Gewicht p der Fahrbahntafel in kg für 1 m Gleis beträgt nach Dircksen-Schaper a. a. O. bei:

a) Querschwellenoberbau (Schienen, Schwellen, Bohlenbelag) für

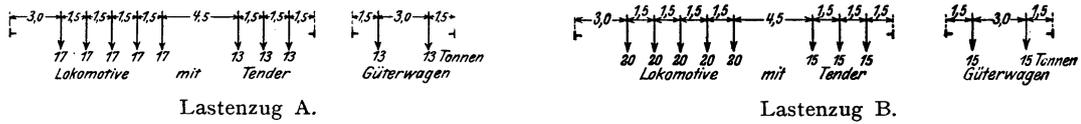
Blechträger mit	$\left\{ \begin{array}{l} \text{unmittelbarer Schwellenauf-} \\ \text{lagerung nach Fig. 427} \\ \text{versenkter Fahrbahn nach} \\ \text{Fig. 455} \end{array} \right\}$	für $b = \frac{1,8}{2,0}$ m: $p = \frac{640}{780}$ kg/m Gleis
		für $b = 3,0 \mid 3,3 \mid 3,7$ m $p = 600 \mid 630 \mid 660$ kg/m Gleis
Fachwerkträger mit Fahrbahn	$\left\{ \begin{array}{l} \text{oben} \\ \text{unten} \end{array} \right.$ nach Fig. $\frac{386}{387}$. . . für $b = \frac{2,5}{4,8}$ bis $\frac{3,5}{5,0}$ m: $p = \frac{550}{680}$ kg/m Gleis	

b) Durchführung des Schotterbetts (Schienen, Schwellen, 36 cm starke Bettung) für

Blechträger mit Fahrbahn	$\left\{ \begin{array}{l} \text{oben nach Fig. 433} \\ \text{unten nach Fig. 404} \end{array} \right.$: $p = 920$ kg für 1 qm Brücke. für $b = \frac{3,3}{3,7}$ m: $p = \frac{2840}{3260}$ kg/m Gleis.
--------------------------	--

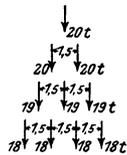
Zahlentafel IV.
(Fortsetzung.)

2. Verkehrslast. Es ist ein Zug aus 2 Lokomotiven in ungünstigster Stellung mit einer unbeschränkten Zahl einseitig angehängter Güterwagen mit den beistehend für Lastenzug A und B angegebenen Radständen und Achsbelastungen anzunehmen.



Die Zahl der Felder eines Fachwerkträgers, in denen bei Anwendung von Zugstäben Gegendiagonalen erforderlich sind, ist mit dem Anderthalbfachen des vorstehenden Belastungszuges zu bestimmen.

Bei der Berechnung kleinerer Brücken und der Quer- und Schwellenträger sind, soweit sich hierdurch größere Beanspruchungen ergeben als durch die oben gezeichnete Lokomotive des Lastenzugs A, folgende Belastungen anzunehmen:



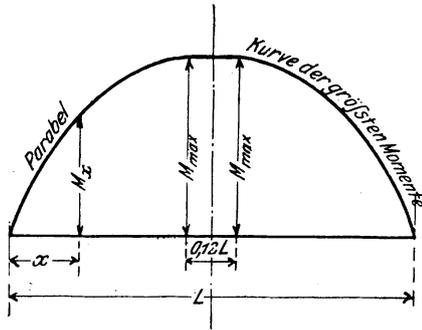
1 Achse mit 20 t oder 2 Achsen mit je 20 t
oder 3 Achsen mit je 19 t oder 4 Achsen mit je 18 t Belastung.

Für Träger auf 2 Stützen von der Spannweite L können die durch diese Lasten erzeugten größten Biegemomente und Querkräfte mit Hilfe der nachstehenden Tafeln berechnet werden.

a) Größte Biegemomente M_{max} in mt für ein Gleis. Für dazwischenliegende Stützweiten ist unter Benutzung der Werte ΔM_{max} :

ΔL geradlinig einzuschalten.

Lastenzug A						Lastenzug B								
L	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	L	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	L	M_{max}	$\frac{\Delta M_{max}}{\Delta L}$	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	m	mt	t	m	mt	t
1,0	5,00		15	243,9		60	2900		1,0	5,00		15	286,8	
1,2	6,00	5,00	16	270,0	26,1	62	3063	81,5	1,2	6,00	5,00	16	317,5	30,7
1,4	7,00	5,00	17	297,8	27,8	64	3232	85,0	1,4	7,00	5,00	17	350,0	32,5
1,6	8,00	5,00	18	327,0	29,2	66	3402	88,5	1,6	8,00	5,00	18	384,3	34,3
1,8	9,00	5,00	19	359,8	32,8	68	3575	91,0	1,8	9,00	5,00	19	422,5	38,2
2,0	10,00		20	394,0		70	3751		2,0	10,00		20	462,5	
2,2	11,00	5,00	22	469,0	37,5	72	3927	93,0	2,2	11,00	5,00	22	550,0	40,0
2,4	12,00	5,00	24	550,5	40,8	74	4109	95,0	2,4	12,00	5,00	24	645,0	43,8
2,6	13,16	5,80	26	632,0	44,1	76	4295	97,0	2,6	13,16	5,80	26	740,0	47,5
2,8	15,01	9,25	28	728,2	52,1	78	4484	100,0	2,8	15,01	9,25	28	855,4	57,7
3,0	16,88		30	832,3		80	4674		3,0	16,88		30	977,5	
3,2	18,76	9,40	32	939,2	53,5	82	4868	103,0	3,2	18,76	9,40	32	1102	61,1
3,5	21,61	13,8	34	1050	55,4	84	5063	105,0	3,5	22,50	12,5	34	1232	62,3
4,0	28,50	14,2	36	1165	60,5	86	5263	107,0	4,0	30,00	15,0	36	1367	65,0
4,5	35,63	14,2	38	1286	65,0	88	5464	109,0	4,5	37,50	15,0	38	1508	67,5
5,0	42,75		40	1416		90	5669		5,0	45,00		40	1660	
6	57,00	14,3	42	1552	68,0	92	5876	111,0	6	61,88	16,9	42	1820	70,0
7	73,45	16,4	44	1689	71,5	94	6089	113,0	7	85,00	23,1	44	1979	75,0
8	93,50	20,1	46	1832	75,0	96	6303	115,0	8	110,0	25,0	46	2146	80,0
9	114,7	21,2	48	1976	77,0	98	6520	117,0	9	135,0	25,0	48	2314	84,0
10	135,9		50	2123		100	6740		10	160,0		50	2485	
11	157,1	21,2	52	2273	73,5	110	7918	121,0	11	185,0	25,0	52	2660	85,5
12	178,4	21,3	54	2423	75,0	120	9176	126,0	12	210,0	25,0	54	2836	87,5
13	199,7	21,3	56	2577	77,0	130	10520	131,0	13	235,0	25,0	56	3018	88,0
14	221,0	21,3	58	2737	80,0	140	11965	134,0	14	260,0	25,0	58	3201	91,0
15	243,9		60	2900		150	13510		15	286,8		60	3390	
		22,9			81,5			155			26,8			94,5



Die Kurve der größten Momente M_x an den verschiedenen Stellen (x) eines Trägers auf 2 Stützen wird genau genug durch 2 Parabelstücke und eine sie verbindende wagerechte gerade Linie von der Länge $0,12 L$ dargestellt. Zur Berechnung von M_x dient die folgende Zahlenreihe, bei der für zwischenliegende Werte $x : L$ unter Benutzung der Werte

$$\Delta \frac{M_x}{M_{max}} : \Delta \frac{x}{L}$$

geradlinig einzuschalten ist.

$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{x}{L}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{x}{L}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{x}{L}$	$\frac{x}{L}$	$\frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{M_x}{M_{max}}$	$\Delta \frac{x}{L}$
0,00	0,000			0,10	0,403			0,20	0,703			0,30	0,899		
		4,45				3,40				2,35				1,35	
0,02	0,089			0,12	0,471			0,22	0,750			0,32	0,926		1,35
		4,25				3,20				2,15				1,10	
0,04	0,174			0,14	0,535			0,24	0,793			0,34	0,948		1,10
		4,00				3,00				2,00				0,95	
0,06	0,254			0,16	0,595			0,26	0,833			0,36	0,967		0,95
		3,85				2,80				1,75				0,70	
0,08	0,331			0,18	0,651			0,28	0,868			0,38	0,981		0,70
		3,60				2,60				1,55				0,55	
0,10	0,403			0,20	0,703			0,30	0,899			0,40	0,992		0,55
															0,30
															0,10
															0,00
															0,00
															0,00
															0,00
															0,00

b) Größte Querkräfte Q in t für ein Gleis. Für einen um x vom linken Auflager entfernten Schnitt (m) tritt die größte Querkraft aus der Verkehrslast ein, wenn die erste Achse des Lastenzugs gerade über (m) steht und der rechts vom Schnitt belegene Teil des Trägers von der Länge $l = L - x$ voll belastet ist. Mit den Bezeichnungen der beistehenden Figur ist



$$Q_x L = P_0(b_0 + a) + P_1(b_1 + a) + P_2(b_2 + a) + \dots$$

oder mit $a = l - b_0$:

$$Q_x L = \Sigma P b + (l - b_0) \Sigma P.$$

Zur Berechnung der Werte Q_x dient die nebenstehende Zahlenreihe, in der b_0 im allgemeinen mit der ersten der in der Spalte „Belastungslänge“ stehenden Zahl übereinstimmt; bei den 3 Werten von l , wo dies nicht der Fall ist, sind die zugehörigen Werte von b_0 in Klammern dahintergesetzt.

3. Winddruck. Der Winddruck ist bei belasteter Brücke mit 150 kg/qm und bei unbelasteter Brücke, sofern dieser Fall für die Standsicherheit in Betracht kommt, mit 250 kg/qm in Rechnung zu stellen. Die Angriffsfläche der Brücke ist nach den wirklichen Abmessungen der Teile schätzungsweise zu bestimmen, die des Eisenbahnzuges ist als ein Rechteck von 3 m Höhe über Schienenoberkante einzuführen.

Bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn und mit nur einem Windverband in der Ebene des Untergurts ist die durch den Wind hervorbrachte Vergrößerung der senkrechten Belastung des einen Hauptträgers zu berücksichtigen, sobald sie den Wert von 10 v. H. der Belastung durch Eigengewicht und Verkehr überschreitet.

4. Sonstige Kräfte. Bei Brücken, die in Krümmungen liegen, ist der Einfluß der Fliehkraft und der etwaigen Besonderheiten in der Anordnung der Fahrbahn oder der Lage der ganzen Brücke zu berücksichtigen, sofern dieser Einfluß nicht etwa als zu geringfügig außer acht gelassen werden kann. Der Schwerpunkt der Fahrzeuge ist in rund $1,5 \text{ m}$ Höhe über Schienenoberkante anzunehmen.

Bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen ist unter Umständen die Wirkung der Bremskräfte auf die Fahrbahnteile, die Lager- und die angrenzenden Hauptträger Teile zu beachten. Eine weitergehende Berücksichtigung dieser Kräfte kann bei Brücken auf eisernen Pfeilern notwendig werden.

Zahlentafel IV.
(Fortsetzung.)

Belastungslänge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t	Belastungs- länge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t	Belastungs- länge l m	$\Sigma P b$ mt	ΣP t
Lastenzug A								
0,0 bis 1,5	0,0	20	40,5 bis 43,5	6 483	287	94,5 bis 97,5	27 948	521
1,5 " 3,26	30	40	43,5 " 46,5	7 344	300	97,5 " 100,5	29 511	534
3,26 (3,0) " 5,1	85,5	57	46,5 " 49,5	8 244	313	100,5 " 103,5	31 113	547
5,1 (4,5) " 7,15	162	72	49,5 " 52,5	9 183	326	103,5 " 106,5	32 754	560
7,15 (6,0) " 10,5	255	85	52,5 " 55,5	10 161	339	106,5 " 109,5	34 434	573
10,5 " 12,0	637,5	98	55,5 " 58,5	11 178	352	109,5 " 112,5	36 153	586
12,0 bis 13,5	784,5	111	58,5 bis 61,5	12 234	365	112,5 bis 115,5	37 911	599
13,5 " 16,5	951,0	124	61,5 " 64,5	13 329	378	115,5 " 118,5	39 708	612
16,5 " 19,5	1 323,0	137	64,5 " 67,5	14 463	391	118,5 " 121,5	41 544	625
19,5 " 21,0	1 734,0	150	67,5 " 70,5	15 636	404	121,5 " 124,5	43 419	638
21,0 " 22,5	1 957,5	175	70,5 " 73,5	16 848	417	124,5 " 127,5	45 333	651
22,5 " 24,0	2 220,0	192	73,5 " 76,5	18 099	430	127,5 " 130,5	47 286	664
24,0 bis 28,5	2 508,0	209	76,5 bis 79,5	19 389	443	130,5 bis 133,5	49 278	677
28,5 " 30,0	3 448,5	222	79,5 " 82,5	20 718	456	133,5 " 136,5	51 309	690
30,0 " 31,5	3 781,5	235	82,5 " 85,5	22 086	469	136,5 " 139,5	53 379	703
31,5 " 34,5	4 134,0	248	85,5 " 88,5	23 493	482	139,5 " 142,5	55 488	716
34,5 " 37,5	4 878,0	261	88,5 " 91,5	24 939	495	142,5 " 145,5	57 636	729
37,5 " 40,5	5 661,0	274	91,5 " 94,5	26 424	508	145,5 " 148,5	59 823	742

Lastenzug B								
0,0 bis 1,5	0,0	20	40,5 bis 43,5	7 590	335	97,5 bis 100,5	34 380	620
1,5 " 3,0	30,0	40	43,5 " 46,5	8 595	350	100,5 " 103,5	36 240	635
3,0 " 4,5	90,0	60	46,5 " 49,5	9 645	365	103,5 " 106,5	38 145	650
4,5 " 6,0	180,0	80	49,5 " 52,5	10 740	380	106,5 " 109,5	40 095	665
6,0 " 10,5	300,0	100	52,5 " 55,5	11 880	395	109,5 " 112,5	42 090	680
10,5 " 12,0	750,0	115	55,5 " 58,5	13 065	410	112,5 " 115,5	44 130	695
12,0 bis 13,5	922,5	130	58,5 bis 61,5	14 295	425	115,5 bis 118,5	46 215	710
13,5 " 16,5	1 117,5	145	61,5 " 64,5	15 570	440	118,5 " 121,5	48 345	725
16,5 " 17,6	1 552,5	160	64,5 " 67,5	16 890	455	121,5 " 124,5	50 520	740
17,6 " 18,0	1 728,0	180	67,5 " 70,5	18 255	470	124,5 " 127,5	52 740	755
18,0 " 22,5	1 800,0	200	70,5 " 73,5	19 665	485	127,5 " 130,5	55 005	770
22,5 " 24,0	2 700,0	215	73,5 " 76,5	21 120	500	130,5 " 133,5	57 315	785
24,0 bis 25,5	3 022,5	230	76,5 bis 79,5	22 620	515	133,5 bis 136,5	59 670	800
25,5 " 28,5	3 367,5	245	79,5 " 82,5	24 165	530	136,5 " 139,5	62 070	815
28,5 " 31,5	4 102,5	260	82,5 " 85,5	25 755	545	139,5 " 142,5	64 515	830
31,5 " 34,0	4 882,5	275	85,5 " 88,5	27 390	560	142,5 " 145,5	67 005	845
34,0 " 34,5	5 570	290	88,5 " 91,5	29 070	575	145,5 " 148,5	69 540	860
34,5 " 37,5	5 715	305	91,5 " 94,5	30 795	590	148,5 " 151,5	72 120	875
37,5 " 40,5	6 630	320	94,5 " 97,5	32 565	605	151,5 " 154,5	74 745	890

Als Grenzen der Wärmeschwankungen sind -25°C und $+45^{\circ}\text{C}$ anzunehmen. Hiermit sind die größten für die Beanspruchung maßgebenden Abweichungen gegen den Wärmezustand bei der Aufstellung des Bauwerks zu bestimmen.

II. Zulässige Beanspruchungen.

1. **Hauptträger.** Bei Verwendung von Flußeisen sollen nachstehende Zahlenwerte nicht überschritten werden.

Stützweite L bis zu	10	20	40	80	120	160	200	m																								
Zulässige Beanspruchung auf Zug oder Druck	<div style="display: flex; align-items: center;"> <div style="font-size: 2em; margin-right: 5px;">{</div> <div style="margin-right: 5px;">ohne Rücksicht auf Winddruck $k =$</div> <table border="1" style="border-collapse: collapse;"> <tr> <td>800</td><td>850</td><td>900</td><td>950</td><td>1000</td><td>1050</td><td>1100</td><td>kg/qcm</td> </tr> <tr> <td colspan="8" style="border-top: 1px solid black;">mit Rücksicht auf Winddruck $k_w =$</td> </tr> <tr> <td>800</td><td>1000</td><td>1050</td><td>1100</td><td>1150</td><td>1200</td><td>1250</td><td>kg/qcm</td> </tr> </table> </div>								800	850	900	950	1000	1050	1100	kg/qcm	mit Rücksicht auf Winddruck $k_w =$								800	1000	1050	1100	1150	1200	1250	kg/qcm
800									850	900	950	1000	1050	1100	kg/qcm																	
mit Rücksicht auf Winddruck $k_w =$																																
800	1000	1050	1100	1150	1200	1250	kg/qcm																									

Für zwischenliegende Werte von L ist geradlinig einzuschalten. Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist diejenige Belastung, die den größten Querschnitt ergibt.

Die Querschnitte der auf Zug beanspruchten Gegendiagonalen sind ebenso wie die Zahlen ihrer Anschlußniete ohne besondere Berechnung nach den Ergebnissen für die beiden Diagonalen des Mittelfeldes oder für die Hauptdiagonalen der etwa vorhandenen beiden Mittelfelder zu bemessen. Für Druckdiagonalen, die die Anwendung von Gegendiagonalen entbehrlich machen sollen, sind die Beanspruchungen in der Weise zu ermäßigen, daß die Druckkraft jeder der beiden einzeln betrachteten gekreuzten Diagonalen des Mittelfeldes oder der Diagonalen der beiden Mittelfelder als größte Druckkraft aller in Frage kommenden Diagonalen angenommen wird.

Die Knicksicherheit der Druckglieder soll, nach der Eulerschen Formel berechnet, eine mindestens 5fache sein.

Die zulässige Scherspannung beträgt $k_s = 0,9 k$, der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$. Jeder Anschluß eines zur Übertragung wesentlicher Kräfte dienenden Stabes muß bei Flacheisen mindestens 2, bei Winkeleisen mindestens 3 Niete enthalten.

2. Quer- und Längsträger. a) Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar oder mit eisernen Unterlagplatten auf den Längs- oder Querträgern, so sind diese bei Flußeisen nur bis 700 kg/qcm zu beanspruchen.

b) Liegen die Schienen mit Querschwellen auf den Längsträgern, so dürfen diese und die Querträger bei Flußeisen nur bis 750 kg/qcm beansprucht werden.

c) Wird das Schotterbett über die Brücke geführt, so dürfen Quer- und Längsträger bis zu 800 kg/qcm beansprucht werden.

d) Die zulässige Scherspannung für die Anschlußniete ist um je 50 kg/qcm niedriger als die unter a) bis c) angegebene Beanspruchung, der Lochleibungsdruck gleich dem Doppelten der Scherspannung zu wählen.

3. Wind- und Eckverbände. Die Beanspruchungen dürfen die unter 1. angegebenen Werte k_n erreichen, jedoch sind bei den Windverbänden schwächere Flacheisen als $80/10$ und bei den Eckverbänden schwächere Winkeleisen als $70 \cdot 70 \cdot 10$ zu vermeiden.

Die Eckverbände sind stets, die Windverbände, soweit zugänglich, aus steifen Stäben zu bilden. Für solche Stäbe genügt der Nachweis einer nur 2fachen Knicksicherheit, wenn sie paarweise angeordnet und so bemessen und angeschlossen sind, daß der auf Zug beanspruchte Stab bei etwaigem Ausbiegen des Gegenstabes die zu übertragende Kraft allein aufnehmen kann. Bei Windverbänden setzt dies selbstverständlich voraus, daß ausreichend stark bemessene Querträger oder Quersteifen in oder nahe an der Ebene des Windverbands vorhanden sind. Die Druckkraft ist dann gleich der Hälfte der auf beide Stabrichtungen zusammen entfallenden Diagonalspannkraft zu setzen; als Knicklänge ist bei genügender Verbindung der Stäbe in ihrem Kreuzungspunkt die halbe Stablänge anzunehmen.

III. Art der Berechnung.

Die durch die Steifigkeit der Knotenpunkte und durch den festen Anschluß der Längs- an die Querträger und dieser an die Hauptträger hervorgerufenen Nebenspannungen brauchen in der Regel nicht in Rechnung gestellt zu werden.

Es sind nicht die erforderlichen und die wirklich angewendeten Querschnitte und Nietzahlen gegenüberzustellen, sondern nur die auftretenden Spannungen, tunlichst in Tabellenform oder durch Einschreiben in ein Trägernetz, anzugeben.

Bei den Ausrechnungen reicht im allgemeinen ein Genauigkeitsgrad von $1/2$ v. H. aus, so daß bei Werten über 10,0 eine Stelle hinter dem Komma genügt und bei Werten über 1000 an der Einerstelle stets eine Null stehen kann. Bei der Nachprüfung mit dem Rechenschieber sind nur solche Abweichungen vom genauen Wert zu berichtigen, die größer als 1 v. H. sind.

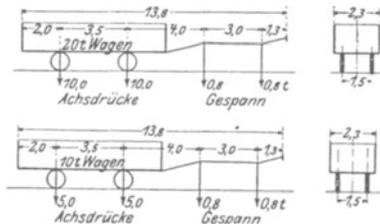
Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Straßenbrücken

(nach den Vorschriften des Eisenbahn-Direktionsbezirks Berlin).

I. Belastungen.

1. Ständige Last. Die Werte der Zah lentafel I finden sinn gemä ße Anwendung; für Schnee ist ein Zuschlag von 75 kg/qm in Rechnung zu stellen. Das Gewicht eines Kabels einschließlich Kabelstein beträgt im Mittel 20 kg/m.

2. Verkehrslast. a) Fahrbahn. a) Gewöhnliche Verkehrslast entweder



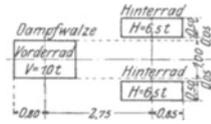
ein Wagen von 20 t Gewicht (Felgenbreite 0,2 m, Laststreifenbreite 2,5 m) und ringsum Menschengedränge von 400 kg/qm (in Großstädten 450 kg/qm), oder

beliebig viele Wagen von 10 t Gewicht (Felgenbreite 0,2 m, Laststreifenbreite 2,5 m) und ringsum Menschengedränge von 400 kg/qm (in Großstädten 450 kg/qm).

Für Landstraßenbrücken untergeordneten Verkehrs wird das Wagengewicht auf 6 t ermäßigt (Felgenbreite 0,1 m, Laststreifenbreite 2,5 m).

Für die Abmessungen und Belastungen elektrischer Motorwagen sind allgemein gültige Bestimmungen noch nicht aufgestellt; elektrische Triebwagen haben ein Gewicht von rund $\frac{0,9}{0,6}$ t/qm bei 16 bis 18 m Länge und 3 m Breite.

β) Außergewöhnliche Verkehrslast: eine Dampfwalze von 23 t Gewicht ohne Menschengedränge (in Großstädten mit 400 bis 450 kg/qm Menschengedränge rings um die von der Walze eingenommene Grundfläche von $2,5 \times 5,4$ m).



Bei Steinpflasterung ist die Verkehrslast mit ihrem 1,1 fachen Werte einzuführen.

Bei der Berechnung der Momente an den verschiedenen Stellen (x) eines Trägers auf 2 Stützen können die Zahlenreihen $M_x : M_{max}$ der Zah lentafel IV verwendet werden.

b) Fußwege einschließlich Fußgängerbrücken: Menschengedränge von 400 kg/qm (in Großstädten bis zu 550 kg/qm).

3. Winddruck. Es gelten die Angaben der Zah lentafel IV, nur wird die Höhe des vom Wind getroffenen Verkehrsbandes auf 2,0 bis 2,5 m erniedrigt.

II. Zulässige Beanspruchungen.

1. Hauptträger. Bei Verwendung von Flußeisen sollen nachstehende Zahlenwerte nicht überschritten werden.

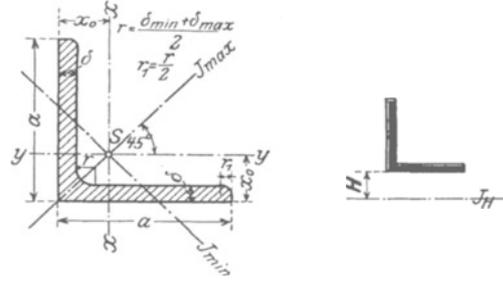
		Stützweite L bis zu							
		10	20	40	80	120	150	m	
Zulässige Beanspruchung auf Zug oder Druck	gewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	900	950	1000	1050	1100	1150	kg/qcm
		mit Rücksicht auf Wind $k_w =$	1100	1120	1160	1250	1340	1400	
	außergewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	1100	1150	1200	1250	1300	1350	kg/qcm
		mit Rücksicht auf Wind $k_w =$	1300	1320	1360	1450	1540	1600	

Für zwischenliegende Werte von L ist geradlinig einzuschalten. Maßgebend für die Querschnittsbestimmung ist diejenige Belastung, die den größten Querschnitt ergibt. Die Knicksicherheit der Druckglieder soll, nach der Eulerschen Formel berechnet, eine mindestens 5fache sein. Die zulässige Scherspannung beträgt $k_s = 0,9 k$, der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$.

2. Quer- und Längsträger. Bei Verwendung von Flußeisen beträgt die zulässige Beanspruchung auf Zug und Druck für gewöhnliche Verkehrslast $k = \frac{800}{1100}$ kg/qcm, die zulässige Scherspannung für die Anschlußniete $k_s = 750$ kg/qcm, der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$.

3. Wind- und Eckverbände. Die Beanspruchungen dürfen die unter 1. angegebenen Werte k_w erreichen; im übrigen gelten die für die Eisenbahnbrücken aufgestellten Regeln.

Nr.	Profil	Abmessungen in mm		Querschnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwerpunkts x_0 mm	Trägheitsmomente für die Schwerachsen				Kante J_a cm ⁴
		a	δ				J_x cm ⁴	J_{max} cm ⁴	J_{min} cm ⁴	J_y cm ⁴	
1	15	3	0,82	0,65	4,8	0,15	0,24	0,06	0,33		
	4	1,05	0,83	5,1	0,19	0,29	0,08	0,46			
2	20	3	1,12	0,88	6,0	0,39	0,62	0,15	0,79		
	4	1,45	1,14	6,4	0,48	0,77	0,19	1,07			
2 1/2	25	3	1,42	1,12	7,3	0,79	1,27	0,31	1,54		
	4	1,85	1,45	7,6	1,01	1,61	0,40	2,08			
3	30	4	2,27	1,78	8,9	1,81	2,85	0,76	3,56		
	6	3,27	2,57	9,6	2,48	3,91	1,06	5,48			
3 1/2	35	4	2,67	2,09	10,0	2,96	4,68	1,24	5,63		
	6	3,87	3,04	10,8	4,13	6,50	1,77	8,65			
4	40	4	3,08	2,42	11,2	4,47	7,09	1,86	8,33		
	6	4,48	3,51	12,0	6,35	9,98	2,67	12,8			
	8	5,80	4,55	12,8	7,90	12,4	3,38	17,4			
4 1/2	45	5	4,30	3,38	12,8	7,85	12,4	3,25	14,9		
	7	5,86	4,60	13,6	10,4	16,4	4,39	21,3			
	9	7,34	5,76	14,4	12,6	19,8	5,40	27,8			
5	50	5	4,80	3,77	14,0	11,0	17,4	4,59	20,4		
	7	6,56	5,15	14,9	14,6	23,1	6,02	29,0			
	9	8,24	6,47	15,9	17,9	28,1	7,67	38,0			
5 1/2	55	6	6,31	4,95	15,6	17,3	27,4	7,24	32,8		
	8	8,23	6,46	16,4	22,1	34,8	9,35	44,3			
	10	10,1	7,90	17,2	26,4	41,4	11,3	56,0			
6	60	6	6,91	5,42	16,9	22,7	36,1	9,43	42,5		
	8	9,03	7,09	17,7	29,2	46,1	12,1	57,5			
	10	11,1	8,69	18,5	34,9	55,1	14,6	72,8			
6 1/2	65	7	8,70	6,83	18,5	33,4	53,0	13,8	63,0		
	9	11,0	8,61	19,3	41,3	65,4	17,2	82,3			
	11	13,2	10,3	20,0	48,8	76,8	20,7	102			
7	70	7	9,4	7,38	19,7	42,3	67,1	17,6	78,8		
	9	11,9	9,34	20,5	52,5	83,1	22,0	103			
	11	14,3	11,2	21,3	62,0	97,6	26,0	127			
7 1/2	75	8	11,5	9,03	21,3	59,0	93,3	24,4	111		
	10	14,1	11,1	22,1	71,0	113	29,8	140			
	12	16,7	13,1	22,9	82,5	130	34,7	170			
8	80	8	12,3	9,66	22,6	72,0	115	29,6	135		
	10	15,1	11,9	23,4	87,5	139	35,9	170			
	12	17,9	14,1	24,1	102	161	43,0	206			
9	90	9	15,5	12,2	25,4	116	184	47,8	216		
	11	18,7	14,7	26,2	138	218	57,1	266			
	13	21,8	17,1	27,0	158	250	65,9	317			
10	100	10	19,2	15,1	28,2	177	280	73,3	329		
	12	22,7	17,8	29,0	207	328	86,2	398			
	14	26,2	20,6	29,8	235	372	98,3	468			
11	110	10	21,2	16,6	30,7	239	379	98,6	438		
	12	25,1	19,7	31,5	280	444	116	530			
	14	29,0	22,8	32,1	319	505	133	622			
12	120	11	25,4	19,9	33,6	340	541	140	626		
	13	29,7	23,3	34,4	394	625	162	745			
	15	33,9	26,6	35,1	446	705	186	864			
13	130	12	30,0	23,6	36,4	472	750	194	869		
	14	34,7	27,2	37,2	540	857	223	1020			
	16	39,3	30,9	38,0	605	959	251	1171			
14	140	13	35,0	27,5	39,2	638	1014	262	1176		
	15	40,0	31,4	40,0	723	1148	298	1364			
	17	45,0	35,3	40,8	805	1276	334	1554			
15	150	14	40,3	31,6	42,0	845	1343	347	1556		
	16	45,7	35,9	43,0	949	1507	391	1794			
	18	51,0	40,0	44,0	1052	1665	438	2039			
16	160	15	46,1	36,2	45,0	1099	1745	453	2033		
	17	51,8	40,7	46,0	1226	1945	506	2322			
	19	57,5	45,1	46,0	1348	2137	558	2565			



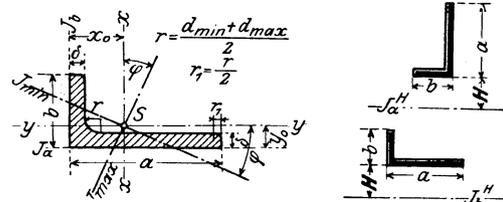
Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

Trägheitsmomente J_H in cm⁴ für einen Abstand H von

	4	5	6	7	8	9	10	11	12	mm
4	20,0	21,5	23,0	24,7	26,4	28,3	30,2	32,2	34,3	5
	28,6	30,7	32,9	35,3	37,8	40,3	43,0	45,9	48,8	7
	37,4	40,2	43,1	46,2	49,4	52,8	56,3	59,9	63,7	9
5	26,5	28,3	30,2	32,2	34,2	36,4	38,6	41,0	43,4	5
	37,9	40,4	43,1	45,9	48,8	51,9	55,1	58,4	61,9	7
	49,6	52,9	56,4	60,0	63,8	67,8	71,9	76,4	81,0	9
5 1/2	41,6	44,2	46,8	49,6	52,5	55,6	58,7	62,0	65,5	6
	56,4	59,8	63,4	67,2	71,1	75,2	79,5	83,9	88,5	8
	71,5	75,8	80,4	85,2	90,2	95,3	101	106	112	10
6	52,7	55,7	58,8	62,0	65,4	68,9	72,5	76,3	80,2	6
	71,5	75,5	79,7	84,1	88,6	93,3	98,2	103	109	8
	90,9	96,0	101	107	113	119	125	131	138	10
6 1/2	77,3	81,3	85,4	90,0	94,3	99,0	104	109	114	7
	101	106	112	117	123	129	136	142	149	9
	125	131	138	145	152	160	167	175	184	11
7	95,1	99,6	104	109	114	120	125	131	137	7
	124	130	136	142	149	156	163	171	178	9
	153	161	168	176	184	193	202	211	220	11
7 1/2	132	138	145	151	158	164	171	179	186	8
	167	175	183	191	199	208	217	226	235	10
	203	212	222	231	242	252	263	274	286	12
8	159	166	173	180	187	195	203	211	219	8
	201	209	218	227	236	246	256	266	277	10
	243	253	264	275	286	298	310	322	335	12
9	250	259	269	278	289	299	310	321	333	9
	308	320	332	344	356	369	383	396	411	11
	368	381	395	410	425	441	457	473	490	13
10	376	388	401	414	428	442	457	472	487	10
	455	470	485	502	518	535	553	571	589	12
	534	552	571	590	609	630	650	671	693	14
11	494	509	524	540	556	573	590	607	625	10
	597	615	633	652	672	692	713	734	755	12
	701	722	744	766	789	813	837	861	887	14
12	699	718	738	758	779	800	822	845	868	11
	831	854	878	902	927	953	979	1005	1033	13
	965	991	1019	1047	1076	1106	1136	1167	1198	15
13	961	986	1011	1037	1063	1090	1117	1146	1174	12
	1129	1158	1187	1217	1248	1280	1313	1346	1380	14
	1297	1330	1365	1400	1435	1472	1509	1547	1586	16
14	1291	1321	1353	1385	1417	1451	1485	1520	1555	13
	1498	1534	1570	1607	1645	1684	1724	1764	1805	15
	1708	1749	1790	1833	1876	1921	1966	2012	2059	17
15	1701	1738	1776	1815	1855	1896	1938	1980	2023	14
	1955	1998	2042	2088	2134	2181	2229	2278	2327	16
	2210	2260	2310	2362	2414	2468	2523	2578	2635	18
16	2201	2246	2293	2341	2389	2438	2489	2540	2592	15
	2507	2559	2613	2667	2722	2779	2836	2895	2954	17
	2811	2869	2929	2989	3051	3113	3177	3242	3308	19

Zahlfenale VII. Ungleichschenklige Winkeleisen. (Normalprofile.) 285

Profil Nr.	Abmessungen in mm		Querschnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abstände des Schwerp. x ₀ y ₀ mm	tg φ	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			Trägheitsmomente für die Kanten J _a J _b cm ⁴						
	Breiten b a	Dicken δ					J _x J _y cm ⁴	J _{max} J _{min} cm ⁴	J _a cm ⁴							
2/3	20	3	1,42	1,11	9,9	0,4216	1,25	1,42	2,64	J _a ^H J _b ^H						
	30	4	1,85	1,45	4,9		0,45	0,28	0,79							
2/4	20	3	1,72	1,35	10,3	0,2575	1,59	1,82	3,45	Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.						
	40	4	2,25	1,77	5,4		0,56	0,33	1,10							
3/4½	30	4	2,87	2,25	14,3	0,4334	2,80	2,96	6,32	Trägheitsmomente J _a ^H J _b ^H in cm ⁴ für einen Abstand H von						
	45	5	3,53	2,77	4,4		0,48	0,31	0,81							
3/6	30	5	4,29	3,37	7,8	0,2528	2,46	1,44	4,61	4 5 6 7 8 9 10 11 12 mm						
	60	7	5,85	4,59	21,5		15,6	16,5	35,4	43,5	45,7	48,0	50,4	52,9	55,5	58,1
4/6	40	5	4,79	3,76	6,8	0,4319	2,61	1,71	4,59	5 50 60						
	60	7	6,55	5,14	22,4		20,7	21,8	50,0	61,4	64,6	67,8	71,2	74,7	78,3	82,1
4/8	40	6	6,89	5,41	8,8	0,2568	3,42	2,28	6,80	6 40						
	80	8	9,01	7,07	28,5		44,9	47,6	101	118	122	127	132	137	142	147
5/7½	50	7	8,33	6,54	9,6	0,2518	7,66	4,99	13,0	8 80						
	75	9	10,5	8,24	29,4		57,5	60,8	135	158	164	170	177	183	190	197
5/10	50	8	11,5	9,03	12,4	0,4304	9,7	6,41	18,0	7 50						
	100	10	14,1	11,1	24,7		46,3	53,1	97,1	115	120	125	130	135	141	147
6½/10	65	9	14,2	11,2	13,2	0,4272	20,1	11,9	38,4	9 75						
	100	11	17,1	13,4	25,6		57,2	65,4	126	149	156	162	169	176	183	190
6½/13	65	10	18,6	14,6	16,7	0,2665	20,1	11,9	38,4	8 50						
	130	12	22,1	17,4	35,9		116	123	264	299	309	318	328	338	348	359
8/12	80	10	19,1	15,0	19,5	0,2658	19,6	12,8	34,0	10 100						
	120	12	22,7	17,8	11,2		141	150	331	375	386	398	410	423	436	449
8/16	80	11	17,1	13,4	16,7	0,4101	23,6	14,6	43,9	9 65						
	160	14	31,8	25,0	33,1		140	160	296	336	346	357	369	380	392	404
10/15	100	12	28,7	22,5	15,9	0,4074	46,6	26,8	82,5	11 100						
	150	14	33,2	26,1	34,0		167	189	364	414	427	440	454	468	483	498
10/20	100	12	28,7	22,5	15,3	0,2569	55,3	32,9	103	10 65						
	200	16	45,7	35,9	46,5		320	339	722	794	813	833	852	872	893	914
10/20	100	12	28,7	22,5	19,5	0,2549	54,4	35,4	93,5	12 130						
	150	14	33,2	26,1	37,4		374	395	872	960	983	1006	1030	1054	1079	1104
10/20	100	12	28,7	22,5	20,2	0,4348	62,8	41,3	115	10 80						
	150	14	33,2	26,1	27,6		276	317	570	633	649	666	684	702	720	738
10/20	100	12	28,7	22,5	17,7	0,4304	97,9	56,8	171	12 80						
	150	14	33,2	26,1	323		370	686	762	782	803	824	846	868	890	913
10/20	100	12	28,7	22,5	18,5	0,2686	115	67,5	208	12 120						
	150	14	33,2	26,1	719		762	1619	1749	1783	1818	1853	1888	1924	1961	1998
10/20	100	12	28,7	22,5	24,2	0,2679	822	875	1896	12 160						
	150	14	33,2	26,1	139		86,0	248	300	314	330	345	362	379	397	415
10/20	100	12	28,7	22,5	24,2	0,4361	649	747	1335	14 100						
	150	14	33,2	26,1	232		134	400	460	477	494	511	529	548	568	588
10/20	100	12	28,7	22,5	25,0	0,4339	744	854	1564	14 150						
	150	14	33,2	26,1	264		153	471	543	562	583	603	625	647	670	694
10/20	100	12	28,7	22,5	21,8	0,2608	1654	1754	3697	14 200						
	200	16	45,7	35,9	282		182	474	550	571	593	616	640	664	690	716
10/20	100	12	28,7	22,5	22,6	0,2586	1863	1973	4232	16 200						
	200	16	45,7	35,9	315		205	549	638	663	689	715	743	771	801	831

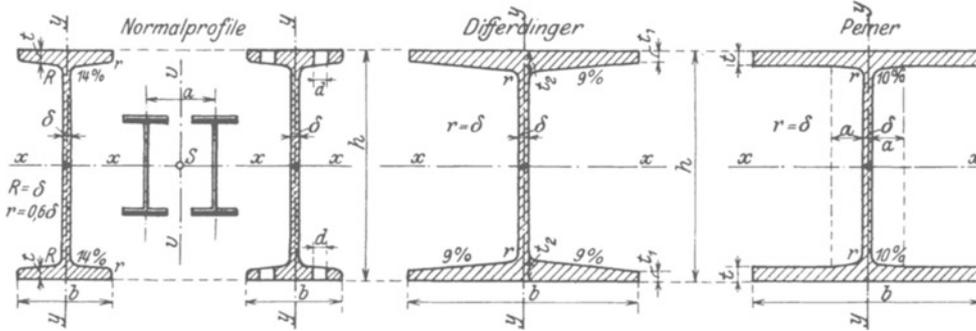


Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

Trägheitsmomente J_a^H
J_b^H in cm⁴ für einen Abstand H von

4	5	6	7	8	9	10	11	12	mm
16,0	17,1	18,2	19,5	20,7	22,1	23,5	24,9	26,4	4
5,78	6,47	7,21	8,00	8,86	9,77	10,7	11,8	12,9	5
6,99	8,01	9,18	10,2	11,3	12,4	13,6	14,9	15,3	6
7,37	8,24	9,18	10,2	11,3	12,4	13,6	14,9	15,3	7
43,5	45,7	48,0	50,4	52,9	55,5	58,1	60,9	63,7	8
7,61	8,58	9,64	10,8	12,0	13,3	14,7	16,2	17,8	9
20,7	21,8	23,0	24,4	25,9	27,4	28,9	30,4	31,9	10
3,42	2,28	6,80	11,3	12,7	14,2	15,9	17,7	19,5	11
17,3	19,8	35,5	43,7	46,0	48,4	50,9	53,5	56,2	12
6,20	3,66	10,7	15,1	16,5	18,0	19,6	21,2	22,9	13
22,9	26,3	50,1	61,8	65,1	68,5	72,0	75,7	79,5	14
8,00	4,63	15,3	21,9	23,8	25,9	28,1	30,5	33,0	15
44,9	47,6	101	118	122	127	132	137	142	16
7,66	4,99	13,0	19,0	20,8	22,8	24,9	27,1	29,5	17
57,5	60,8	135	158	164	170	177	183	190	18
9,7	6,41	18,0	26,4	28,9	31,6	34,5	37,6	40,9	19
46,3	53,1	97,1	115	120	125	130	135	141	20
16,4	9,58	29,2	38,8	41,6	44,6	47,7	51,1	54,5	21
57,2	65,4	126	149	156	162	169	176	183	22
20,1	11,9	38,4	51,2	54,9	58,8	62,9	67,3	71,9	23
116	123	264	299	309	318	328	338	348	24
19,6	12,8	34,0	46,1	49,8	53,6	57,7	62,0	66,5	25
141	150	331	375	386	398	410	423	436	26
23,6	14,6	43,9	59,6	64,3	69,2	74,4	79,9	85,7	27
140	160	296	336	346	357	369	380	392	28
46,6	26,8	82,5	103	109	115	121	128	135	29
167	189	364	414	427	440	454	468	483	30
55,3	32,9	103	129	136	143	151	160	168	31
320	339	722	794	813	833	852	872	893	32
54,4	35,4	93,5	118	125	133	140	149	157	33
374	395	872	960	983	1006	1030	1054	1079	34
62,8	41,3	115	145	154	163	173	183	193	35
276	317	570	633	649	666	684	702	720	36
97,9	56,8	171	203	213	222	232	242	253	37
323	370	686	762	782	803	824	846	868	38
115	67,5	208	248	259	271	283	295	308	39
719	762	1619	1749	1783	1818	1853	1888	1924	40
122	79,4	209	252	264	277	290	304	318	41
822	875	1896	2049	2088	2129	2170	2212	2254	42
139	86,0	248	300	314	330	345	362	379	43
649	747	1335	1452	1483	1514	1546	1578	1611	44
232	134	400	460	477	494	511	529	548	45
744	854	1564	1701	1737	1774	1811	1849	1887	46
264	153	471	543	562	583	603	625	647	47
1654	1754	3697	3933	3994	4056	4118	4182	4246	48
282	182	474	550	571	593	616	640	664	49
1863	1973	4232	4503	4573	4643	4715	4788	4861	50
315	205	549	638	663	689	715	743	771	51

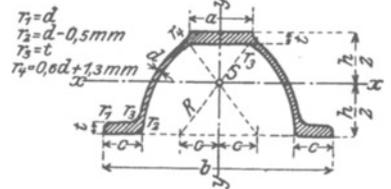
┌- Eisen (Normalprofile, Differdinger und Peiner Träger).
Belageisen.



1a. ┌- Normalprofile.

Profil Nr.	Abmessungen				Quer- schnitt F qcm	Ge- wicht g kg/m	Trägheits- momente		Widerstands- momente		$J_v = J_x$ für a mm	Profil Nr.
	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im Steg delta mm	Stärke im Flansch t mm			J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	W_x cm ⁴	W_y cm ⁴		
8	80	42	3,9	5,9	7,58	5,95	77,8	6,29	19,5	3,00	62	8
9	90	46	4,2	6,3	9,00	7,07	117	8,78	26,0	3,82	70	9
10	100	50	4,5	6,8	10,6	8,32	171	12,2	34,2	4,88	78	10
11	110	54	4,8	7,2	12,3	9,66	239	16,2	43,5	6,00	85	11
12	120	58	5,1	7,7	14,2	11,2	328	21,5	54,7	7,41	94	12
13	130	62	5,4	8,1	16,1	12,6	436	27,5	67,1	8,87	100	13
14	140	66	5,7	8,6	18,3	14,4	573	35,2	81,9	10,7	108	14
15	150	70	6,0	9,0	20,4	16,0	735	43,9	98,0	12,5	116	15
16	160	74	6,3	9,5	22,8	17,9	935	54,7	117	14,8	124	16
17	170	78	6,6	9,9	25,2	19,8	1 166	66,6	137	17,1	132	17
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,9	1 446	81,3	161	19,8	140	18
19	190	86	7,2	10,8	30,6	24,0	1 763	97,4	186	22,7	148	19
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,3	2 142	117	214	26,0	156	20
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,6	2 563	138	244	29,4	164	21
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,1	3 060	162	278	33,1	170	22
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,5	3 607	188	314	37,1	180	23
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,2	4 246	221	354	41,7	188	24
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,0	4 966	256	397	46,5	195	25
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,9	5 744	288	442	51,0	202	26
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,9	6 626	326	491	56,2	210	27
28	280	119	10,1	15,2	61,1	48,0	7 587	364	542	61,2	218	28
29	290	122	10,4	15,7	64,9	51,0	8 636	406	596	66,6	225	29
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,2	9 800	451	653	72,2	234	30
32	320	131	11,5	17,3	77,8	61,1	12 510	555	782	84,7	248	32
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,1	15 695	674	923	98,4	264	34
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,2	19 605	818	1089	114	278	36
38	380	149	13,7	20,5	107	84,0	24 012	975	1264	131	294	38
40	400	155	14,4	21,6	118	92,6	29 213	1158	1461	149	308	40
42 1/2	425	163	15,3	23,0	132	103,6	36 973	1437	1740	176	328	42 1/2
45	450	170	16,2	24,3	147	115,4	45 852	1725	2037	203	346	45
47 1/2	475	178	17,1	25,6	163	128,0	56 481	2088	2378	235	365	47 1/2
50	500	185	18,0	27,0	180	141,3	68 738	2478	2750	268	384	50
55	550	200	19,0	30,0	213	167,2	99 184	3488	3607	349	424	55
60	600	215	21,6	32,4	254	199,4	138 957	4668	4632	434	452	60

Belageisen.



Bei Abzug von vier Nietlöchern in den Flanschen wird

bei einem Niet-durchm. d	die Fläche F	das Trägheitsmoment J_x
mm	qcm	cm ⁴
16	26,3	1 498
16	28,9	1 826
16	31,8	2 210
16	34,6	2 656
16	37,7	3 166
16	41,0	3 749
16	44,4	4 378
16	47,8	5 091
20	48,9	5 517
20	52,3	6 271
20	56,1	7 188
20	64,0	9 337
20	72,2	11 871
20	81,5	15 079
23	88,1	17 912
23	98,1	22 092
23	111	28 415
23	125	35 713
26	136	43 024
26	152	53 015
26	182	78 069
26	220	111 789

h b delta t F g J_x J_y W_x W_y a mm qcm cm⁴

(Fortsetzung.)

1b. Differdinger -Träger (Fig. S. 286)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft Abt. Differdingen.

Abmessungen		Normalstegige										Dünnstegige									
Höhe h mm	Breite b mm	Profil Nr.	Steg- stärke	Flansch- stärke		Quer- F- schnitt	Ge- wicht	Trägheits- momente		Wider- stands- momente		Profil Nr.	Steg- stärke	Flansch- stärke		Quer- F- schnitt	Ge- wicht	Trägheits- momente		Wider- stands- momente	
			δ	t_1	t_2	g	J_x	J_y	W_x	W_y	δ		t_1	t_2	g	J_x	J_y	W_x	W_y		
140	140	14 B	7,4	8,0	13,9	39,8	31,2	1 388	438	198	63	14 Bd	5,5	7,9	13,9	37,3	29,3	1 354	433	193	62
160	160	16 B	8,0	8,5	15,4	49,6	38,9	2 278	705	285	88	16 Bd	6,0	8,4	15,4	46,4	36,4	2 215	696	277	87
180	180	18 B	8,5	9,0	16,72	59,9	47,0	3 512	1 073	390	119	18 Bd	6,5	9,0	16,8	56,8	44,6	3 448	1 070	383	119
200	200	20 B	8,5	9,5	18,12	70,4	55,3	5 171	1 568	517	157	20 Bd	7,0	9,7	18,3	68,6	53,8	5 163	1 594	516	159
220	220	22 B	9,0	10,0	19,5	82,6	64,8	7 379	2 216	671	201	22 Bd	7,5	10,2	19,8	80,6	63,2	7 368	2 252	670	205
240	240	24 B	10,0	10,5	20,85	96,8	76,0	10 260	3 043	855	254	24 Bd	8,1	10,9	21,3	94,6	74,2	10 315	3 132	860	261
250	250	25 B	10,5	10,9	21,7	105,1	82,5	12 066	3 575	965	286	25 Bd	8,3	11,2	22,0	101,7	79,8	12 046	3 647	964	292
260	260	26 B	11,0	11,7	22,9	115,6	90,7	14 352	4 261	1 104	328	26 Bd	8,6	11,5	22,7	109,1	85,6	13 995	4 234	1 077	326
270	270	27 B	11,25	11,95	23,6	123,2	96,7	16 529	4 920	1 224	365	27 Bd	8,9	11,8	23,6	117,0	91,8	16 178	4 873	1 198	361
280	280	28 B	11,5	12,35	24,4	131,8	103,4	19 052	5 671	1 361	405	28 Bd	9,1	12,1	24,3	124,6	97,8	18 574	5 576	1 327	398
290	290	29 B	12,0	12,7	25,2	141,1	110,8	21 866	6 417	1 508	443	29 Bd	9,4	12,4	25,0	132,9	104,3	21 252	6 368	1 466	439
300	300	30 B	12,5	13,25	26,25	152,1	119,4	25 201	7 494	1 680	500	30 Bd	9,6	12,7	25,7	141,1	110,7	24 190	7 235	1 613	482
320	300	32 B	13,0	14,1	27,0	160,7	126,2	30 119	7 867	1 882	524	32 Bd	10,2	13,8	26,8	151,1	118,6	29 273	7 731	1 830	515
340	300	34 B	13,4	14,6	27,5	167,4	131,4	35 241	8 097	2 073	540	34 Bd	10,7	14,9	27,9	161,1	126,4	35 026	8 223	2 060	548
360	300	36 B	14,2	16,15	29,0	181,5	142,5	42 479	8 793	2 360	586	36 Bd	11,2	15,9	28,9	170,6	133,9	41 333	8 678	2 296	579
380	300	38 B	14,8	17,0	29,8	191,2	150,1	49 496	9 175	2 605	612	38 Bd	11,8	17,0	30,0	181,2	142,2	48 573	9 175	2 556	612
400	300	40 B	15,5	18,2	31,0	203,6	159,8	57 834	9 721	2 892	648	40 Bd	12,3	18,0	31,0	191,0	149,9	56 416	9 614	2 821	641
425	300	42½ B	16,0	19,0	31,75	213,9	167,9	68 249	10 078	3 212	672	42½ Bd	12,9	19,3	32,3	203,9	160,1	67 501	10 203	3 177	680
450	300	45 B	17,0	20,3	33,0	229,3	180,0	80 887	10 668	3 595	711	45 B	13,6	20,8	33,6	218,5	171,5	80 436	10 885	3 575	726
475	300	47½ B	17,6	21,35	34,0	242,0	190,0	94 811	11 142	3 992	743	47½ Bd	14,3	22,1	34,9	232,3	182,8	94 812	11 468	3 992	765
500	300	50 B	19,4	22,6	35,2	261,8	205,5	111 283	11 718	4 451	781	50 Bd	14,9	23,4	36,2	246,0	193,1	110 106	12 011	4 404	801
550	300	55 B	20,6	24,5	37,0	288,0	226,1	145 957	12 582	5 308	839	55 Bd	15,1	23,8	36,6	256,7	201,5	138 001	12 241	5 018	816
600	300	60 B	20,8	24,7	37,2	300,6	236,0	179 303	12 672	5 977	845	60 Bd	15,3	24,1	36,9	267,1	209,7	169 358	12 365	5 645	824
650	300	65 B	21,1	25,0	37,5	314,5	246,9	217 402	12 814	6 690	854	65 Bd	15,5	24,5	37,3	278,2	218,4	205 200	12 550	6 314	837
700	300	70 B	21,1	25,0	37,5	325,2	255,3	258 106	12 818	7 374	854	70 Bd	15,6	24,8	37,6	288,4	226,4	244 427	12 703	6 984	847
750	300	75 B	21,1	25,0	37,5	335,7	263,4	302 560	12 823	8 068	855	75 Bd	15,8	25,2	38,0	299,8	235,3	289 040	12 884	7 708	859
800	300	80 B	21,5	26,0	38,5	354,9	278,6	360 486	13 269	9 012	885	80 Bd	16,0	25,6	38,4	311,5	244,5	338 312	13 047	8 458	870
850	300	85 B	21,5	26,0	38,5	365,6	287,0	414 887	13 274	9 762	885	85 Bd	16,2	25,9	38,7	322,7	253,3	391 652	13 199	9 215	880
900	300	90 B	21,5	26,0	38,5	376,4	295,5	473 964	13 279	10 533	885	90 Bd	16,4	26,3	39,1	334,8	262,8	451 089	13 388	10 024	893
950	300	95 B	21,9	27,0	39,5	396,2	311,0	550 974	13 727	11 600	915	95 Bd	16,5	26,6	39,4	345,6	271,3	514 254	13 506	10 826	900
1000	300	100 B	21,9	27,0	39,5	407,2	319,7	621 287	13 732	12 425	915	100 Bd	16,7	27,0	39,8	358,0	281,0	584 658	13 681	11 693	912

2. Belag-(Zores-)eisen (Fig. S. 286).

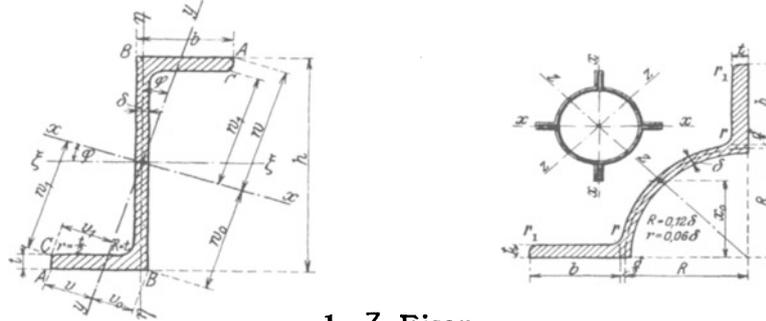
Normalprofile.

Profil Nr.	Abmessungen										Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstands- momente für die Schwerachsen		Profil Nr.
	Höhe h	Breite b	a	c	R	$t=r_3$	$d=r_1$	r_2	r_4	J_x			J_y	W_x	W_y		
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	mm	cm ⁴			cm ⁴	cm ³	cm ³		
5	50	120	33	21	60	5	3	2,5	3,1	6,74	5,29	23,3	86,4	9,21	14,4	5	
6	60	140	38	24	70	6	3,5	3	3,4	9,33	7,32	47,3	164	15,6	23,4	6	
7½	75	170	45,5	28,5	85	7	4	3,5	3,7	13,2	10,4	107	347	28,1	40,8	7½	
9	90	200	53	33	100	8	4,5	4	4,0	17,9	14,1	207	651	46,1	65,1	9	
11	110	240	63	39	120	9	5	4,5	4,3	24,2	19,0	420	1272	75,9	106	11	

1c. Breit- und parallelflanschige Peiner I-Träger (Fig. S. 286)

der Aktien-Gesellschaft Peiner Walzwerk Peine.

Profil Nr.	Abmessungen				Normalstegige						Dünnstegige						Profil Nr.		
	Höhe <i>h</i>	Breite <i>b</i>	Flansch- stärke <i>t</i>	<i>a</i>	Steg- stärke δ	Quer- schnitt <i>F</i>	Ge- wicht <i>g</i>	Trägheits- momente <i>J_x</i> <i>J_y</i>		Widerstands- momente <i>W_x</i> <i>W_y</i>		Steg- stärke δ	Quer- schnitt <i>F</i>	Ge- wicht <i>g</i>	Trägheits- momente <i>J_x</i> <i>J_y</i>			Widerstands- momente <i>W_x</i> <i>W_y</i>	
	mm	mm	mm	mm	mm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	cm ⁴	mm	qcm	kg/m	cm ⁴	cm ⁴		cm ⁴	cm ⁴
16 P	160	160	10,4	21,35	7,5	45,0	35,3	2 094	712	262	89	6	42,6	33,4	2 042	711	255	89	P 16
18 P	180	180	12,6	24,0	8	59,3	46,6	3 522	1 228	391	136	6,5	56,6	44,5	3 449	1 227	383	136	P 18
20 P	200	200	13,5	26,2	8	69,6	54,7	5 179	1 804	518	180	6,5	66,6	52,3	5 079	1 803	508	180	P 20
22 P	220	220	14,3	29,5	9	82,4	64,7	7 394	2 544	672	231	7	78,0	61,3	7 217	2 542	656	231	P 22
24 P	240	240	15,3	32,6	9,6	96,3	75,6	10 309	3 533	859	294	7	90,1	70,7	10 010	3 532	834	294	P 24
25 P	250	250	15,9	33,5	10	104,2	81,8	12 110	4 150	969	332	7,5	98,0	76,9	11 784	4 148	943	332	P 25
26 P	260	260	16,9	35,0	10,5	114,8	90,1	14 411	4 962	1 109	382	8	108,3	85,0	14 045	4 959	1 080	381	P 26
27 P	270	270	17,3	36,0	11	122,7	96,3	16 588	5 688	1 229	421	8	114,6	90,0	16 096	5 685	1 192	421	P 27
28 P	280	280	17,9	37,6	11	130,8	102,6	19 101	6 564	1 364	469	8	122,4	96,0	18 552	6 560	1 325	469	P 28
29 P	290	290	18,4	38,8	11,5	139,7	109,7	21 870	7 496	1 508	517	8,5	131,1	102,9	21 260	7 492	1 466	517	P 29
30 P	300	300	19,2	40,0	12	150,8	118,4	25 222	8 659	1 681	577	8,5	140,3	110,1	24 435	8 655	1 629	577	P 30
32 Pa Pb	320 320	300 320	20,0	40,25	12,5	159,3 167,3	125,1 131,3	30 139 31 942	9 021 10 943	1 884 1 996	601 684	9	148,1 155,1	116,3 121,7	29 183 30 986	9 016 10 938	1 824 1 937	601 684	Pa Pb 32
34 Pa Pb	340 340	300 340	20,5	40,2	13	166,2 182,7	130,5 143,4	35 273 39 464	9 247 13 451	2 075 2 321	616 791	9	152,5 169,1	119,7 132,7	33 963 38 154	9 241 13 444	1 998 2 244	616 791	Pa Pb 34
36 Pa Pb	360 360	300 360	22,1	40,1	13,5	179,7 206,2	141,1 161,9	42 518 50 099	9 968 17 208	2 362 2 783	665 956	9,5	165,3 191,8	129,8 150,6	40 963 48 544	9 962 17 202	2 276 2 697	664 956	Pa Pb 36
38 Pa Pb	380 380	300 380	23,0	40,0	14	189,3 226,1	148,6 177,5	49 598 61 340	10 375 21 059	2 610 3 228	692 1108	10	174,1 210,9	136,7 165,6	47 769 59 511	10 367 21 051	2 514 3 132	691 1108	Pa Pb 38
40 Pa Pb	400 400	300 380	24,1	39,9	15	202,1 240,6	158,6 188,9	58 000 71 640	10 873 22 068	2 900 3 582	725 1161	11	186,1 224,6	146,1 176,3	55 867 69 507	10 864 22 059	2 793 3 475	724 1161	Pa Pb 40
42 ¹ / ₂ Pa Pb	425 380	300 380	24,9	39,8	15,5	212,4 252,2	166,7 198,0	68 321 84 286	11 235 22 802	3 215 3 966	749 1200	11,5	195,4 235,2	153,4 184,6	65 762 81 727	11 225 22 792	3 095 3 846	748 1200	Pa Pb 42 ¹ / ₂
45 Pa Pb	450 380	300 380	26,2	39,8	16	225,7 267,6	177,2 210,1	80 931 99 778	11 823 23 994	3 597 4 435	788 1263	12	207,7 249,6	163,1 196,0	77 893 96 740	11 812 23 982	3 462 4 300	787 1262	Pa Pb 45
47 ¹ / ₂ Pa Pb	475 380	300 380	27,5	39,7	16,5	239,3 283,3	187,9 222,4	95 031 117 087	12 410 25 185	4 001 4 930	827 1326	12,5	220,3 264,3	172,9 207,5	91 458 113 514	12 398 25 173	3 851 4 780	827 1325	Pa Pb 47 ¹ / ₂
50 Pa Pb	500 380	300 380	28,8	39,5	18	258,8 304,8	203,1 239,3	111 539 137 149	13 003 26 381	4 462 5 486	867 1388	13	233,8 279,8	183,5 219,7	106 331 131 940	12 985 26 363	4 253 5 278	866 1388	Pa Pb 50
55 Pa Pb	550 380	300 380	31,1	39,5	18	279,7 329,5	219,6 258,6	146 237 179 772	14 040 28 487	5 318 6 537	936 1499	13	252,2 302,0	198,0 237,1	139 304 172 840	14 021 28 468	5 066 6 285	935 1498	Pa Pb 55
60 Pa Pb	600 380	300 380	31,1	39,3	19	294,3 344,1	231,0 270,1	179 649 219 951	14 048 28 495	5 988 7 332	937 1500	14	264,3 314,1	207,5 246,6	170 649 210 951	14 025 28 472	5 688 7 032	935 1499	Pa Pb 60
65 Pa Pb	650 380	300 380	31,5	39,3	19	306,1 356,5	240,3 279,8	217 574 265 816	14 231 28 864	6 695 8 179	949 1519	14	273,6 324,0	214,7 254,3	206 131 254 373	14 206 28 839	6 342 7 827	947 1518	Pa Pb 65
70 Pa Pb	700 380	300 380	31,5	39,2	20	322,2 372,6	252,9 292,5	260 107 316 457	14 241 28 874	7 432 9 042	949 1520	14,5	283,7 334,1	222,7 262,3	244 386 300 736	14 210 28 842	6 982 8 592	947 1518	Pa Pb 70
75 Pa Pb	750 380	300 380	31,5	39,2	20	332,2 382,6	260,8 300,3	304 781 369 870	14 245 28 878	8 128 9 863	950 1520	14,5	290,9 341,3	228,4 268,0	285 445 350 534	14 211 28 845	7 612 9 348	947 1518	Pa Pb 75
80 Pa Pb	800 380	300 380	31,8	39,2	20	343,9 394,8	269,9 309,9	355 875 430 983	14 383 29 155	8 897 10 775	959 1534	15	303,9 354,7	238,5 278,5	334 542 409 650	14 350 29 122	8 364 10 241	957 1533	Pa Pb 80
85 Pa Pb	850 380	300 380	31,8	39,2	20	353,9 404,8	277,8 317,7	409 298 494 496	14 386 29 159	9 631 11 635	959 1535	15	311,4 362,3	244,4 284,4	383 710 468 907	14 351 29 123	9 028 11 033	957 1533	Pa Pb 85
90 Pa Pb	900 380	300 380	31,8	39,2	20	363,9 414,8	285,6 325,6	467 145 563 068	14 390 29 162	10 381 12 513	959 1535	15	318,9 369,8	250,3 290,3	436 770 532 693	14 352 29 125	9 706 11 838	957 1533	Pa Pb 90
95 Pa Pb	950 380	300 380	31,8	39,2	20	373,9 424,8	293,5 333,4	529 539 636 824	14 393 29 165	11 148 13 407	960 1535	15	326,4 372,5	256,2 292,4	493 815 601 100	14 354 29 126	10 396 12 655	957 1533	Pa Pb 95
100 Pa Pb	1000 380	300 380	31,8	39,2	20	383,9 434,8	301,3 341,3	596 607 715 890	14 396 29 169	11 932 14 318	960 1535	15	333,9 384,8	262,1 302,0	554 941 674 223	14 355 29 127	11 099 13 484	957 1533	Pa Pb 100
	<i>h</i>	<i>b</i>	<i>t</i>	<i>a</i>	δ	<i>F</i>	<i>g</i>	<i>J_x</i>	<i>J_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	δ	<i>F</i>	<i>g</i>	<i>J_x</i>	<i>J_y</i>	<i>W_x</i>	<i>W_y</i>	



1. Z-Eisen.

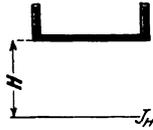
Profil Nr.	Abmessungen				Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Lage der Haupt- achsen tg φ φ	Abstände des Schwerpunkts			Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstandsmomente für die Schwerachsen				Profil Nr.
	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im Steg δ mm	Flansch t mm				w mm	w ₀ mm	w ₁ mm	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	J _x :w cm ³	J _y :v cm ³	J _x :w ₀ cm ³	J _y :v ₀ cm ³	
3	30	38	4	4,5	4,32	3,39	1,655 58° 52'	38,6	6,1	35,4	18,1	5,96	4,69	29,7	5,11	3,98	3
4	40	40	4,5	5	5,43	4,26	1,181 49° 45'	41,7	11,2	38,2	28,0	13,5	6,72	25,0	7,33	6,75	4
5	50	43	5	5,5	6,77	5,31	0,939 43° 12'	46,0	16,5	42,1	44,9	17,6	9,76	27,2	10,7	10,5	5
6	60	45	5	6	7,91	6,21	0,779 37° 55'	49,8	22,1	45,6	67,2	13,5	30,4	14,8	14,9	7,08	6
8	80	50	6	7	11,1	8,71	0,588 30° 27'	58,3	33,0	53,5	142	109	24,4	43,0	26,5	27,3	8
10	100	55	6,5	8	14,5	11,4	0,492 26° 12'	67,7	43,4	62,4	270	222	39,8	62,2	43,3	44,4	10
12	120	60	7	9	18,2	14,3	0,433 23° 25'	77,5	53,7	71,6	470	402	60,6	87,5	65,6	67,0	12
14	140	65	8	10	22,9	18,0	0,385 21° 03'	87,2	63,9	80,8	768	676	88,0	120	95,0	96,6	14
16	160	70	8,5	11	27,5	21,6	0,357 19° 39'	97,4	73,9	90,4	1184	1053	121	160	131	132	16
18	180	75	9,5	12	33,3	26,1	0,329 18° 12'	107	84,0	99,9	1759	1599	164	209	176	178	18
20	200	80	10	13	38,7	30,4	0,313 17° 23'	118	93,9	110	2509	2299	213	267	228	230	20
								41,7	34,7	43,9	147	357	35,3	42,6	33,4	47,6	

2. Quadranteisen.

Profil Nr.	Abmessungen						Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwer- punkts x ₀ mm	Volle Röhre aus 4 Quadranteisen				Profil Nr.		
	R mm	b mm	δ mm	t mm	r mm	r ₁ mm				Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Träg- heits- moment J cm ⁴	Widerstands- momente W _z W _x cm ³			
5	50	35	4	6	6	3	7,44	5,84	34,6	29,8	23,4	576	89,6	66,2	min	5
max			8	8	8	3	12,0	9,42	34,7	48,0	37,7	906	135	102	max	
7½	75	40	6	8	9	4,5	13,7	10,8	49,5	54,8	43,1	2 068	237	175	min	7½
max			10	10	10	4,5	20,0	15,7	49,7	80,0	63,0	2 980	331	248	max	
10	100	45	8	10	12	6	22,0	17,3	64,3	88,0	69,2	5 464	497	367	min	10
max			12	12	12	6	30,1	23,6	64,9	120,0	94,2	7 480	664	495	max	
12½	125	50	10	12	15	7,5	32,2	25,3	80,2	128,8	101,3	12 156	917	675	min	12½
max			14	14	15	7,5	42,2	33,1	80,0	168,8	132,7	15 780	1165	867	max	
15	150	55	12	14	18	9	44,6	35,0	95,1	178,4	140,5	23 636	1522	1120	min	15
max			18	17	18	9	62,6	49,1	95,4	250,4	196,6	32 316	2029	1510	max	

Zahlentafel IX.

(Fortsetzung.)



$\frac{H_0}{h_0}$ ist derjenige Wert von $\frac{H}{h}$, für den $\frac{J_{H_0}}{J_{h_0}} = J_x$ ist.



Für Zwischenwerte von H bzw. h ist geradlinig einzuschalten

momente J_H (obere Werte) und J_h (untere Werte) in cm^4 für einen Abstand H bzw. h von																
20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	160	180	200	mm
151	238	347	478	631	806	1002	1221	1462	1725	2010	2317	2646	3370	4181	5081	8
23,4	46,5	91,6	159	248	359	492	647	824	1023	1244	1488	1753	2349	3033	3805	10
199	309	445	608	799	1016	1259	1532	1830	2155	2508	2887	3293	4187	5189	6298	12
31,8	57,5	110	190	296	430	591	778	993	1235	1503	1799	2122	2848	3682	4625	14
264	404	577	785	1026	1301	1611	1954	2332	2743	3188	3668	4181	5310	6575	7976	16
46,7	77,3	142	241	373	540	740	975	1244	1546	1883	2253	2658	3569	4616	5800	18
350	523	738	993	1288	1625	2002	2421	2880	3379	3920	4501	5124	6490	8020	9714	20
64,3	94,9	166	279	432	625	860	1135	1452	1809	2206	2645	3124	4206	5450	6858	22
439	647	904	1208	1610	2011	2509	3005	3450	4042	4682	5371	6107	7724	9532	11 533	24
85,9	118	197	325	501	724	996	1316	1683	2099	2563	3074	3634	4897	6353	8000	26
544	792	1095	1455	1870	2342	2869	3453	4092	4788	5539	6347	7210	9105	11 224	13 567	28
114	146	235	379	580	836	1149	1517	1942	2422	2959	3551	4200	5665	7354	9267	30
666	956	1311	1730	2214	2762	3374	4051	4792	5598	6468	7403	8401	10 592	13 041	15 747	32
148	179	275	436	660	950	1303	1721	2204	2750	3361	4037	4777	6450	8381	10 569	34
838	1185	1607	2104	2675	3322	4043	4839	5709	6655	7675	8770	9940	12 504	15 367	18 530	36
198	225	327	503	754	1081	1482	1957	2508	3133	3833	4608	5458	7382	9605	12 127	38
1005	1405	1890	2459	3113	3852	4675	5583	6575	7652	8814	10 060	11 390	14 306	17 560	21 152	40
250	273	381	573	849	1211	1656	2187	2802	3502	4286	5155	6108	8269	10 768	13 605	42
1235	1704	2271	2933	3693	4549	5501	6550	7696	8938	10 277	11 712	13 244	16 598	20 339	24 466	44
323	337	447	654	957	1357	1853	2447	3136	3923	4805	5785	6861	9303	12 132	15 346	46
1493	2029	2672	3421	4277	5240	6309	7485	8767	10 156	11 652	13 254	14 963	18 700	22 864	27 454	48
414	411	515	725	1041	1464	1994	2631	3374	4223	5179	6242	7412	10 070	13 155	16 667	50
1794	2405	3134	3981	4945	6027	7227	8544	9979	11 531	13 201	14 988	16 894	21 057	25 690	30 794	52
524	500	594	806	1135	1582	2147	2829	3628	4546	5580	6733	8003	10 896	14 259	18 093	54

Eisenbahn-Wagenbau.

322	473	659	880	1135	1425	1750	2109	2503	2931	3394	3892	4424	5591	6898	8343	10½
61,4	82,9	139	230	355	515	709	938	1202	1500	1833	2200	2602	3510	4557	5741	11¼
423	622	866	1156	1491	1871	2297	2767	3283	3844	4450	5101	5798	7326	9036	10 926	11¾
77,3	104	176	293	455	663	915	1213	1556	1944	2378	2857	3380	4564	5928	7473	14½
296	455	653	890	1167	1484	1841	2337	2672	3147	3662	4217	4811	6117	7583	9206	14½
58,6	98,2	177	296	455	653	890	1167	1484	1841	2237	2672	3147	4217	5444	6830	23½
1049	1454	1944	2519	3179	3923	4753	5667	6666	7750	8918	10 171	11 510	14 440	17 710	21 319	26
275	294	397	586	859	1217	1659	2187	2799	3496	4278	5145	6096	8253	10 750	13 586	26
893	1265	1720	2258	2879	3584	4372	5243	6197	7235	8356	9560	10 847	13 671	16 827	20 137	30
237	281	408	619	913	1290	1750	2293	2919	3629	4422	5298	6257	8426	10 927	13 760	30
669	1012	1440	1953	2553	3237	4008	4864	5805	6833	7945	9144	10 428	13 253	16 420	19 929	30
156	241	413	669	1012	1440	1953	2553	3237	4038	4864	5805	6833	9144	11 797	14 793	30
20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	160	180	200	

Zahlentafel XI: Lamellen und Stehbleche.

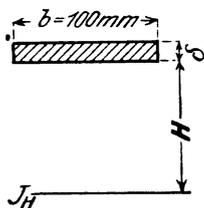
1. Lamellen: Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite von 100 mm.

H mm	Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite $b = 100$ mm und eine Dicke δ (in mm) von												
	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
40	155	179	203	229	255	283	312	341	372	404	437	471	507
50	234	268	303	340	378	417	457	499	542	586	631	678	727
52,5	256	293	331	371	412	454	498	543	589	637	686	736	788
58,75	315	361	407	455	505	555	608	661	716	773	831	891	952
60	328	375	423	473	524	577	631	686	743	802	862	923	987
70	439	500	563	628	695	763	832	904	977	1 052	1 128	1 207	1 287
72,5	469	534	601	670	741	813	887	963	1 040	1 119	1 200	1 283	1 368
80	565	643	723	805	889	975	1 062	1 151	1 242	1 336	1 431	1 528	1 627
90	707	804	903	1 004	1 107	1 212	1 320	1 429	1 540	1 653	1 769	1 887	2 007
100	866	983	1 103	1 225	1 350	1 476	1 605	1 736	1 870	2 005	2 143	2 284	2 427
110	1 040	1 181	1 323	1 469	1 616	1 766	1 919	2 074	2 231	2 391	2 554	2 719	2 887
117,5	1 181	1 340	1 501	1 665	1 832	2 001	2 172	2 347	2 523	2 703	2 885	3 070	3 258
120	1 231	1 396	1 563	1 734	1 907	2 082	2 260	2 441	2 625	2 811	3 000	3 192	3 387
130	1 437	1 629	1 823	2 021	2 221	2 424	2 630	2 839	3 050	3 265	3 483	3 703	3 927
140	1 659	1 880	2 103	2 330	2 559	2 792	3 028	3 266	3 508	3 753	4 001	4 252	4 507
150	1 898	2 149	2 403	2 661	2 922	3 186	3 453	3 724	3 998	4 275	4 555	4 839	5 127
160	2 152	2 436	2 723	3 014	3 308	3 606	3 907	4 211	4 519	4 831	5 146	5 464	5 787
170	2 423	2 741	3 063	3 389	3 719	4 052	4 388	4 729	5 073	5 421	5 772	6 128	6 487
180	2 709	3 064	3 423	3 786	4 153	4 524	4 898	5 276	5 658	6 045	6 435	6 829	7 227
190	3 011	3 405	3 803	4 205	4 611	5 021	5 436	5 854	6 276	6 702	7 133	7 568	8 007
200	3 330	3 764	4 203	4 646	5 094	5 545	6 001	6 461	6 926	7 394	7 867	8 345	8 827
212,5	3 750	4 239	4 731	5 229	5 731	6 237	6 748	7 263	7 783	8 307	8 836	9 370	9 908
225	4 196	4 741	5 291	5 845	6 405	6 969	7 538	8 111	8 690	9 273	9 861	10 454	11 052
237,5	4 666	5 271	5 881	6 497	7 117	7 742	8 372	9 007	9 647	10 292	10 942	11 597	12 258
250	5 162	5 830	6 503	7 182	7 866	8 555	9 249	9 949	10 654	11 364	12 079	12 800	13 527
275	6 228	7 031	7 841	8 656	9 477	10 303	11 136	11 974	12 818	13 667	14 523	15 384	16 252
300	7 394	8 345	9 303	10 267	11 238	12 214	13 197	14 186	15 182	16 183	17 191	18 206	19 227
325	8 660	9 772	10 891	12 016	13 149	14 288	15 434	16 586	17 746	18 912	20 085	21 265	22 452
350	10 026	11 311	12 603	13 903	15 210	16 524	17 845	19 174	20 510	21 853	23 203	24 561	25 927
375	11 492	12 962	14 441	15 927	17 421	18 922	20 432	21 949	23 474	25 006	26 547	28 096	29 652
400	13 058	14 726	16 403	18 088	19 782	21 483	23 193	24 911	26 638	28 372	30 115	31 867	33 627
425	14 724	16 603	18 491	20 387	22 293	24 207	26 130	28 061	30 002	31 951	33 909	35 881	37 852
450	16 490	18 592	20 703	22 824	24 954	27 093	29 241	31 399	33 566	35 742	37 927	40 122	42 327
475	18 356	20 693	23 041	25 398	27 765	30 141	32 528	34 924	37 330	39 745	42 171	44 606	47 052
500	20 322	22 907	25 503	28 109	30 726	33 352	35 989	38 636	41 294	43 961	46 639	49 328	52 027
H	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20

2. Stehbleche: Trägheitsmomente J_h in cm^4 bezogen

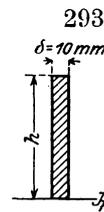
Ist das Stehblech δ mm stark, so sind die Werte J_h der Zahlentafel mit $0,1 \delta$ zu

h mm	J_h cm^4																		
30	9,0	55	55,5	80	171	105	386	130	732	155	1241	180	1944	205	2872	230	4056	255	5527
1	9,9	6	58,5	1	177	6	397	1	749	6	1265	1	1977	6	2914	1	4109	6	5592
2	10,9	7	61,7	2	184	7	408	2	767	7	1290	2	2010	7	2957	2	4162	7	5658
3	12,0	8	65,0	3	191	8	420	3	784	8	1315	3	2043	8	3000	3	4216	8	5725
4	13,1	9	68,5	4	198	9	432	4	802	9	1340	4	2077	9	3043	4	4271	9	5791
35	14,3	60	72,0	85	205	110	444	135	820	160	1365	185	2111	210	3087	235	4326	260	5859
6	15,6	1	75,7	6	212	1	456	6	838	1	1391	6	2145	1	3131	6	4381	1	5927
7	16,9	2	79,4	7	220	2	468	7	857	2	1417	7	2180	2	3176	7	4437	2	5995
8	18,3	3	83,3	8	227	3	481	8	876	3	1444	8	2215	3	3221	8	4494	3	6064
9	19,8	4	87,4	9	235	4	494	9	895	4	1470	9	2250	4	3267	9	4551	4	6133
40	21,3	65	91,5	90	243	115	507	140	915	165	1497	190	2286	215	3313	240	4608	265	6203
1	23,0	6	95,8	1	251	6	520	1	934	6	1525	1	2323	6	3359	1	4666	6	6274
2	24,7	7	100	2	260	7	534	2	954	7	1552	2	2359	7	3406	2	4724	7	6345
3	26,5	8	105	3	268	8	548	3	975	8	1581	3	2396	8	3453	3	4783	8	6416
4	28,4	9	110	4	277	9	562	4	995	9	1609	4	2434	9	3501	4	4842	9	6488
45	30,4	70	114	95	286	120	576	145	1016	170	1638	195	2472	220	3549	245	4902	270	6561
6	32,5	1	119	6	295	1	591	6	1037	1	1667	6	2510	1	3598	6	4962	1	6634
7	34,6	2	124	7	304	2	605	7	1059	2	1696	7	2548	2	3647	7	5023	2	6708
8	36,9	3	130	8	314	3	620	8	1081	3	1726	8	2587	3	3697	8	5084	3	6782
9	39,2	4	135	9	323	4	636	9	1103	4	1756	9	2627	4	3746	9	5146	4	6857
50	41,7	75	141	100	333	125	651	150	1125	175	1786	200	2667	225	3797	250	5208	275	6932
1	44,2	6	146	1	343	6	667	1	1148	6	1817	1	2707	6	3848	1	5271	6	7008
2	46,9	7	152	2	354	7	683	2	1171	7	1848	2	2747	7	3899	2	5334	7	7085
3	49,6	8	158	3	364	8	699	3	1194	8	1880	3	2788	8	3951	3	5398	8	7162
4	52,5	9	164	4	375	9	716	4	1217	9	1912	4	2830	9	4003	4	5462	9	7239



Ist die Lamelle b mm breit, so sind die Werte J_H der Zahlen-
tafel mit $0,01 b$ zu multiplizieren.

Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.



Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite $b=100$ mm und eine Dicke δ (in mm) von

Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite $b=100$ mm und eine Dicke δ (in mm) von													H
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	mm
1 369	1 452	1 538	1 625	1 715	1 806	1 899	1 994	2 091	2 190	2 291	2 394	2 499	70
1 454	1 543	1 633	1 725	1 819	1 915	2 013	2 113	2 215	2 319	2 425	2 534	2 644	72,5
1 728	1 831	1 936	2 043	2 152	2 263	2 377	2 492	2 610	2 730	2 852	2 976	3 103	80
2 129	2 254	2 380	2 508	2 640	2 773	2 909	3 047	3 187	3 330	3 475	3 623	3 773	90
2 572	2 719	2 870	3 022	3 177	3 335	3 495	3 657	3 822	3 990	4 160	4 333	4 509	100
3 057	3 230	3 405	3 584	3 765	3 948	4 135	4 324	4 515	4 710	4 907	5 108	5 311	110
3 448	3 642	3 838	4 036	4 238	4 443	4 650	4 860	5 073	5 289	5 508	5 730	5 955	117,5
3 584	3 784	3 987	4 193	4 402	4 614	4 828	5 046	5 266	5 490	5 717	5 946	6 179	120
4 153	4 383	4 615	4 850	5 090	5 331	5 576	5 824	6 076	6 330	6 588	6 848	7 112	130
4 764	5 025	5 289	5 556	5 827	6 101	6 378	6 659	6 943	7 230	7 521	7 815	8 112	140
5 417	5 711	6 009	6 310	6 615	6 923	7 234	7 549	7 868	8 190	8 516	8 845	9 178	150
6 112	6 442	6 775	7 112	7 452	7 796	8 144	8 496	8 851	9 210	9 573	9 940	10 310	160
6 850	7 216	7 587	7 961	8 340	8 722	9 108	9 498	9 892	10 290	10 692	11 098	11 508	170
7 629	8 035	8 445	8 859	9 277	9 699	10 126	10 556	10 991	11 430	11 873	12 320	12 772	180
8 450	8 897	9 349	9 804	10 265	10 729	11 198	11 671	12 148	12 630	13 116	13 607	14 102	190
9 313	9 803	10 299	10 798	11 302	11 811	12 324	12 841	13 363	13 890	14 421	14 957	15 498	200
10 451	10 998	11 551	12 108	12 669	13 236	13 807	14 383	14 964	15 549	16 140	16 735	17 335	212,5
11 654	12 262	12 875	13 492	14 115	14 742	15 375	16 012	16 655	17 303	17 955	18 613	19 276	225
12 924	13 594	14 270	14 950	15 638	16 330	17 027	17 727	18 436	19 148	19 868	20 591	21 320	237,5
14 258	14 995	15 738	16 486	17 240	17 999	18 763	19 533	20 309	21 090	21 877	22 669	23 467	250
17 125	18 004	18 889	19 780	20 677	21 580	22 489	23 404	24 325	25 253	26 186	27 125	28 071	275
20 254	21 287	22 328	23 374	24 427	25 487	26 553	27 625	28 704	29 790	30 882	31 981	33 087	300
23 645	24 846	26 054	27 268	28 490	29 718	30 954	32 196	33 446	34 703	35 966	37 237	38 515	325
27 299	28 679	30 067	31 462	32 865	34 275	35 692	37 117	38 550	39 990	41 438	42 893	44 356	350
31 216	32 788	34 368	35 956	37 552	39 156	40 768	42 338	44 016	45 653	47 297	48 949	50 610	375
35 395	37 171	38 957	40 750	42 552	44 363	46 182	48 009	49 845	51 690	53 543	55 405	57 276	400
39 836	41 830	43 833	45 844	47 865	49 894	51 933	53 980	56 037	58 103	60 177	62 261	64 354	425
44 540	46 763	48 996	51 238	53 490	55 751	58 021	60 301	62 591	64 890	67 199	69 517	71 845	450
49 507	52 072	54 447	56 932	59 427	61 932	64 447	66 972	69 507	72 053	74 608	77 173	79 749	475
54 736	57 455	60 186	62 926	65 677	68 439	71 211	73 993	76 786	79 590	82 404	85 229	88 065	500
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	H

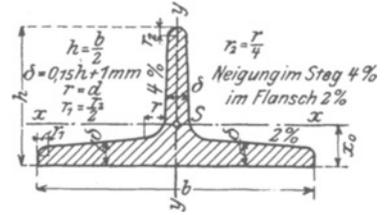
auf die untere Kante für eine Stärke von 10 mm.

multiplizieren. Für Zwischenwerte von h kann geradlinig eingeschaltet werden.

h	J_h																
mm	cm^4																
280	7317	305	9 458	330	11 979	355	14 913	380	18 291	405	22 143	430	26 502	455	31 399	480	36 864
1	7396	6	9 551	1	12 088	6	15 039	1	18 435	6	22 308	1	26 688	6	31 606	1	37 095
2	7475	7	9 645	2	12 198	7	15 166	2	18 581	7	22 473	2	26 874	7	31 815	2	37 327
3	7555	8	9 739	3	12 309	8	15 294	3	18 727	8	22 639	3	27 061	8	32 024	3	37 560
4	7635	9	9 835	4	12 420	9	15 423	4	18 874	9	22 806	4	27 249	9	32 234	4	37 793
285	7716	310	9 930	335	12 532	360	15 552	385	19 022	410	22 974	435	27 438	460	32 445	485	38 028
6	7798	1	10 027	6	12 644	1	15 682	6	19 171	1	23 142	6	27 627	1	32 657	6	38 264
7	7880	2	10 124	7	12 758	2	15 813	7	19 320	2	23 312	7	27 818	2	32 870	7	38 500
8	7963	3	10 221	8	12 871	3	15 944	8	19 470	3	23 482	8	28 009	3	33 084	8	38 738
9	8046	4	10 320	9	12 986	4	16 076	9	19 621	4	23 653	9	28 202	4	33 299	9	38 977
290	8130	315	10 419	340	13 101	365	16 209	390	19 773	415	23 824	440	28 395	465	33 515	490	39 216
1	8214	6	10 518	1	13 217	6	16 343	1	19 925	6	23 997	1	28 589	6	33 732	1	39 457
2	8299	7	10 618	2	13 334	7	16 477	2	20 079	7	24 171	2	28 784	7	33 949	2	39 699
3	8385	8	10 719	3	13 451	8	16 612	3	20 233	8	24 345	3	28 979	8	34 168	3	39 941
4	8471	9	10 821	4	13 569	9	16 748	4	20 388	9	24 520	4	29 176	9	34 387	4	40 185
295	8557	320	10 923	345	13 688	370	16 884	395	20 543	420	24 696	445	29 374	470	34 608	495	40 429
6	8645	1	11 025	6	13 807	1	17 022	6	20 700	1	24 873	6	29 572	1	34 829	6	40 675
7	8733	2	11 129	7	13 927	2	17 160	7	20 857	2	25 050	7	29 772	2	35 051	7	40 921
8	8821	3	11 233	8	14 048	3	17 298	8	21 015	3	25 229	8	29 972	3	35 275	8	41 169
9	8910	4	11 337	9	14 170	4	17 438	9	21 174	4	25 408	9	30 173	4	35 499	9	41 417
300	9000	325	11 443	350	14 292	375	17 578	400	21 333	425	25 589	450	30 375	475	35 724	500	41 667
1	9090	6	11 549	1	14 415	6	17 719	1	21 494	6	25 770	1	30 578	6	35 950	1	41 917
2	9181	7	11 655	2	14 538	7	17 861	2	21 655	7	25 951	2	30 782	7	36 177	2	42 169
3	9273	8	11 763	3	14 662	8	18 003	3	21 817	8	26 134	3	30 987	8	36 405	3	42 421
4	9365	9	11 870	4	14 787	9	18 147	4	21 980	9	26 318	4	31 192	9	36 634	4	42 675

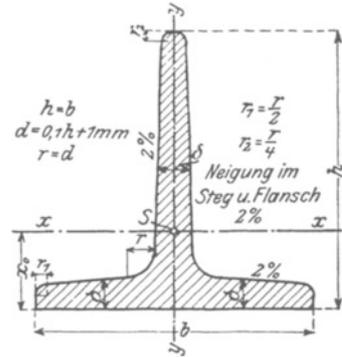
1. L-Eisen.

Profil Nr.	Abmessungen			Querschnitt F	Gewicht g	Abst. d. Schwerpunkts x_0	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			Widerstandsmomente für die Schwerachsen		Profil Nr.
	Breite b	Höhe h	Stärke δ				J_x	J_y	Kante J_b	W_x	W_y	



Breitfüßige L-Eisen.

6/3	60	30	5,5	4,64	3,64	6,7	2,58	8,62	4,70	1,11	2,87	6/3
7/3½	70	35	6	5,94	4,66	7,7	4,49	15,1	8,00	1,65	4,31	7/3½
8/4	80	40	7	7,91	6,21	8,8	7,81	28,5	14,0	2,50	7,13	8/4
9/4½	90	45	8	10,2	8,01	10,0	12,7	46,1	23,0	3,64	10,2	9/4½
10/5	100	50	8,5	12,0	9,42	10,9	18,7	67,7	33,1	4,78	13,5	10/5
12/6	120	60	10	17,0	13,4	13,0	38,0	137	66,5	8,09	22,8	12/6
14/7	140	70	11,5	22,8	17,9	15,1	68,9	258	121	12,6	36,9	14/7
16/8	160	80	13	29,5	23,2	17,2	117	422	204	18,6	52,8	16/8
18/9	180	90	14,5	37,0	29,0	19,3	185	670	323	26,1	74,4	18/9
20/10	200	100	16,0	45,4	35,6	21,4	277	1000	486	35,3	100	20/10



Hochstegige L-Eisen.

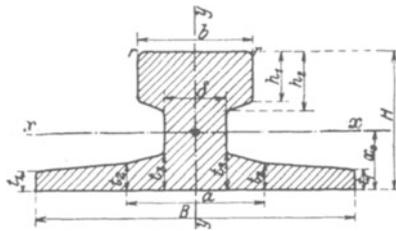
2/2	20	20	3	1,12	0,88	5,8	0,38	0,20	0,75	0,27	0,20	2/2
2½/2½	25	25	3,5	1,64	1,29	7,3	0,87	0,43	1,74	0,49	0,34	2½/2½
3/3	30	30	4	2,26	1,77	8,5	1,72	0,87	3,35	0,80	0,58	3/3
3½/3½	35	35	4,5	2,97	2,33	9,9	3,10	1,57	6,01	1,23	0,90	3½/3½
4/4	40	40	5	3,77	2,96	11,2	5,28	2,58	10,0	1,84	1,29	4/4
4½/4½	45	45	5,5	4,67	3,67	12,6	8,13	4,01	15,5	2,51	1,78	4½/4½
5/5	50	50	6	5,66	4,44	13,9	12,1	6,06	23,0	3,36	2,42	5/5
6/6	60	60	7	7,94	6,23	16,6	23,8	12,2	45,7	5,48	4,07	6/6
7/7	70	70	8	10,6	8,32	19,4	44,5	22,1	84,4	8,79	6,32	7/7
8/8	80	80	9	13,6	10,7	22,2	73,7	37,0	144	12,8	9,25	8/8
9/9	90	90	10	17,1	13,4	24,8	119	58,5	224	18,2	13,0	9/9
10/10	100	100	11	20,9	16,4	27,4	179	88,3	335	24,6	17,7	10/10
12/12	120	120	13	29,6	23,2	32,8	366	178	684	42,0	29,7	12/12
14/14	140	140	15	39,9	21,3	38,0	660	330	1236	64,7	47,2	14/14

2. Handleisteneisen.

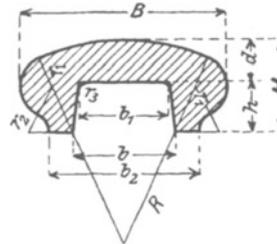
$R = B$. $H = 0,45 B$. $d = 0,2 B$.
 $b = 0,5 B$. $h = 0,25 B$. $r_1 = 0,15 B$.
 $r_2 = 0,10 B$. $r_3 = 0,05 B$.
 $b_1 = 0,45 B$. $b_2 = 0,75 B$.

Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt F	Gewicht g
	B	H	b	h		
4	40	18	20	10	4,20	3,30
6	60	27	30	15	9,46	7,43
8	80	36	40	20	16,8	13,2
10	100	45	50	25	26,3	20,7
12	120	54	60	30	37,8	29,7

Laufkranschiene.



Handleisteneisen.



3. Laufkranschiene

der G. B. A. G. Abt. Aachener Hütten-Verein, Aachen-Rote Erde.

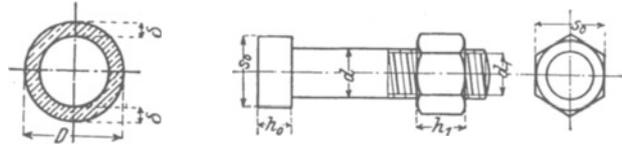
Profil Nr.	Abmessungen											Gewicht g	Abstand des Schwerpunkts x_0	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		Der zulässige Raddruck $R = D(b-2r)k$ ergibt sich in Tonnen für				
	Höhe H	Breite B	Kopf		Stärke im			Radius		Querschnitt F	J_x			J_y	W_x	W_y	einen Raddurchm. D	u. eine zulässige Beanspr. $k =$				
		h_1	h_2	Breite b	Steg δ	t_1	t_2	t_3	a	r					mm	40	50	60				
1	55	125	20	23,5	45	24	8	11	14,5	54	3	28,7	22,5	22,7	94,1	182	29,1	29,2	400	6,2	7,8	9,4
2	65	150	25	28,5	55	31	9	12,5	17,5	66	4	41,1	32,2	26,5	185	329	48,0	43,8	600	11,3	14,1	16,9
3	75	175	30	34	65	38	10	14	20	78	5	55,8	43,8	30,6	329	646	74,0	73,8	800	17,6	22,0	26,4
4	85	200	35	39,5	75	45	11	15,4	22	90	6	72,6	57,0	35,2	523	989	105	98,9	1000	25,2	31,5	37,8

D R R R

Zahlentafel XIII: Gußeiserne Hohlensäulen, Whitworthsches Gewinde, Gewichte der Nietköpfe, Schlesische Zinkblechlehre. 295

1. Gußeiserne Hohlensäulen.

Äußerer Durchmesser <i>D</i> mm	Wandstärke δ mm	Querschnitt <i>F</i> qcm	Gewicht <i>g</i> kg/m	Trägheitsmoment <i>J</i> cm ⁴	Widerstandsmoment <i>W</i> cm ³
100	12	33,2	24,1	327	65,4
	15	40,1	29,0	373	74,6
	18	46,4	33,6	409	81,7
110	12	37,0	26,8	450	81,9
	15	44,8	32,5	518	94,1
	18	52,0	37,7	572	104
120	12	40,7	29,5	601	100
	15	49,5	35,9	696	116
	18	57,7	41,8	774	129
130	15	54,2	39,3	911	140
	18	63,3	45,9	1 019	157
	20	69,1	50,1	1 080	166
140	15	58,9	42,7	1 167	167
	18	69,0	50,0	1 311	187
	20	75,4	54,7	1 395	199
150	15	63,6	46,1	1 467	196
	18	74,7	54,1	1 656	221
	20	81,7	59,2	1 767	236
175	15	75,4	54,7	2 434	278
	20	97,4	70,6	2 973	340
	25	118	85,4	3 405	388
200	15	87,2	63,2	3 754	375
	20	113	82,0	4 637	464
	25	137	99,7	5 369	537
225	30	160	116,2	5 968	597
	20	129	93,4	6 831	607
	25	157	113,9	7 977	709
250	30	184	133,3	8 942	795
	20	145	104,8	9 630	770
	25	177	128,1	11 320	906
275	30	207	150,4	12 780	1022
	35	236	171,4	14 020	1122
	25	196	142,4	15 490	1127
300	30	231	167,4	17 590	1279
	35	264	191,3	19 400	1411
	25	216	156,6	20 590	1372
350	30	254	184,5	23 480	1565
	35	291	211,3	26 020	1735
	30	302	218,7	38 940	2225
400	35	346	251,1	43 490	2485
	40	390	282,5	47 580	2719
	30	349	252,8	60 070	3003
400	35	401	290,9	67 450	3378
	40	452	328,0	74 190	3710



2. Whitworthsches Gewinde.

Gewinde- durchmesser <i>d</i> engl. Zoll	Kern- durchmesser <i>d</i> mm	Anzahl der Ge- winde- gänge auf 1'' engl.	Höhe der Mutter des Kopfes		Schlüssel- weite <i>s</i> mm	Querschnitt im		Gewinde- durch- messer <i>d</i> engl. Zoll	
			<i>h</i> mm	<i>h</i> mm		Schaft $\frac{\pi d^2}{4}$ qcm	Kern $\frac{\pi d_1^2}{4}$ qcm		
$\frac{1}{4}$	6,35	4,72	20	6	4	13	0,32	0,17	$\frac{1}{4}$
$\frac{5}{16}$	7,94	6,13	18	8	6	16	0,49	0,30	$\frac{5}{16}$
$\frac{3}{8}$	9,52	7,49	16	10	7	19	0,71	0,44	$\frac{3}{8}$
$\frac{7}{16}$	11,1	8,79	14	11	8	21	0,97	0,61	$\frac{7}{16}$
$\frac{1}{2}$	12,7	9,99	12	13	9	23	1,27	0,78	$\frac{1}{2}$
$\frac{5}{8}$	15,9	12,9	11	16	11	27	1,98	1,31	$\frac{5}{8}$
$\frac{3}{4}$	19,1	15,8	10	19	13	33	2,85	1,96	$\frac{3}{4}$
$\frac{7}{8}$	22,2	18,6	9	22	15	36	3,88	2,72	$\frac{7}{8}$
1	25,4	21,3	8	25	18	40	5,07	3,57	1
$1\frac{1}{8}$	28,6	23,9	7	29	20	45	6,41	4,49	$1\frac{1}{8}$
$1\frac{1}{4}$	31,7	27,1	7	32	22	50	7,91	5,77	$1\frac{1}{4}$
$1\frac{3}{8}$	34,9	29,5	6	35	24	54	9,57	6,83	$1\frac{3}{8}$
$1\frac{1}{2}$	38,1	32,7	6	38	27	58	11,4	8,39	$1\frac{1}{2}$
$1\frac{5}{8}$	41,3	34,8	5	41	29	63	13,4	9,49	$1\frac{5}{8}$
$1\frac{3}{4}$	44,4	37,9	5	44	32	67	15,5	11,3	$1\frac{3}{4}$
$1\frac{7}{8}$	47,6	40,4	4 $\frac{1}{2}$	48	34	72	17,8	12,8	$1\frac{7}{8}$
2	50,8	43,6	4 $\frac{1}{2}$	51	36	76	20,3	14,9	2
$2\frac{1}{4}$	57,1	49,0	4	57	40	85	25,6	18,9	$2\frac{1}{4}$
$2\frac{1}{2}$	63,5	55,4	4	64	45	94	31,7	24,1	$2\frac{1}{2}$
$2\frac{3}{4}$	69,8	60,6	3 $\frac{1}{2}$	70	49	103	38,3	28,8	$2\frac{3}{4}$
3	76,2	66,9	3 $\frac{1}{2}$	76	53	112	45,6	35,2	3
$3\frac{1}{4}$	82,5	72,6	3 $\frac{1}{4}$	83	58	121	53,5	41,3	$3\frac{1}{4}$
$3\frac{1}{2}$	88,9	78,9	3 $\frac{1}{4}$	89	62	130	62,1	48,9	$3\frac{1}{2}$
$3\frac{3}{4}$	95,2	84,4	3	95	67	138	71,2	55,9	$3\frac{3}{4}$
4	101,6	90,8	3	102	71	147	81,0	64,7	4
$4\frac{1}{4}$	108,0	96,7	2 $\frac{3}{8}$	108	76	156	91,6	73,3	$4\frac{1}{4}$
$4\frac{1}{2}$	114,3	103,0	2 $\frac{3}{8}$	114	80	165	103	83,3	$4\frac{1}{2}$
$4\frac{3}{4}$	120,7	108,8	2 $\frac{3}{4}$	121	85	174	114	93,3	$4\frac{3}{4}$
5	127,0	115,2	2 $\frac{3}{4}$	127	89	183	127	104	5
$5\frac{1}{4}$	133,4	121,7	2 $\frac{5}{8}$	133	93	192	140	116	$5\frac{1}{4}$
$5\frac{1}{2}$	139,7	127,5	2 $\frac{5}{8}$	140	98	201	153	128	$5\frac{1}{2}$
$5\frac{3}{4}$	146,1	133,1	2 $\frac{1}{2}$	146	102	209	167	139	$5\frac{3}{4}$
6	152,4	139,4	2 $\frac{1}{2}$	152	106	218	182	153	6

3. Gewichte der Nietköpfe für 1000 Stück.

Nietdurchmesser <i>d</i> =	8	10	13	16	20	23	26	30	mm
Gewicht von 1000 Nietköpfen	2,36	4,60	10,1	18,9	36,8	56,0	80,9	124,3	kg

4. Schlesische Zinkblechlehre.

Nr. der Lehre	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	mm
Dicke	0,25	0,30	0,35	0,40	0,45	0,50	0,58	0,66	0,74	0,82	0,95	1,08	1,21	1,34	1,47	1,60	1,78	1,96	mm
Gewicht	1,80	2,16	2,52	2,88	3,24	3,60	4,18	4,75	5,33	5,90	6,84	7,78	8,71	9,65	10,6	11,5	12,8	14,1	kg/qm

Blechträger.

Es bedeutet:

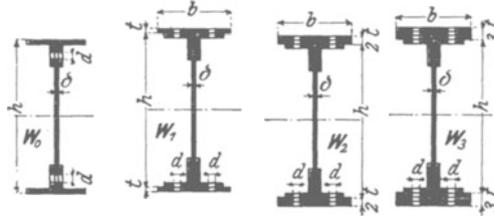
$\left. \begin{matrix} W_0 \\ W_1 \\ W_2 \\ W_3 \end{matrix} \right\}$ das Widerstandsmoment $\left\{ \begin{matrix} \text{ohne} \\ \text{mit je einer} \\ \text{mit je zwei} \\ \text{mit je drei} \end{matrix} \right\}$ Lamellen oben und unten bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen.
 in cm^3

Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.

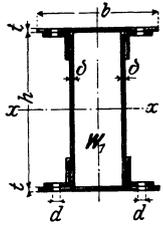
Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Nietdurch- messer a mm	Stehblech:											
				$\frac{h}{\delta}$	400 10	440 10	480 10	520 10	560 10	600 10	640 10	680 10	720 10	760 10	800 10
1	70·70·9	160 10	20	W_0 ==	891	1020	1150	1290	1430	1580	1730	1890	2060	2230	2400
2				W_1 ==	1330	1510	1700	1890	2090	2290	2500	2710	2930	3160	3380
3				W_2 ==	1780	2000	2250	2470	2720	2960	3220	3480	3740	4010	4290
4	70·70·11	160 10	20	W_0 ==	1020	1160	1310	1460	1620	1790	1960	2130	2310	2500	2690
5				W_1 ==	1450	1640	1850	2050	2260	2480	2710	2940	3170	3410	3660
6				W_2 ==	1890	2130	2370	2630	2890	3150	3420	3690	3970	4260	4540
7	75·75·8	180 10	20	W_0 ==	868	992	1120	1260	1400	1550	1700	1860	2020	2190	2360
8				W_1 ==	1400	1580	1770	1970	2170	2380	2600	2830	3040	3270	3510
9				W_2 ==	1920	2160	2410	2660	2910	3180	3440	3730	4000	4280	4570
10	75·75·10	180 10	20	W_0 ==	1010	1150	1300	1450	1610	1780	1950	2120	2300	2490	2680
11				W_1 ==	1520	1730	1940	2150	2370	2600	2830	3070	3310	3560	3810
12				W_2 ==	2040	2300	2560	2830	3100	3390	3670	3960	4260	4560	4870
13	75·75·12	180 10	20	W_0 ==	1150	1300	1470	1640	1820	2000	2180	2380	2570	2780	2990
14				W_1 ==	1650	1860	2090	2320	2560	2800	3050	3300	3570	3830	4100
15				W_2 ==	2160	2430	2710	3000	3290	3580	3890	4190	4510	4830	5150
16	80·80·8	180 10	20	W_0 ==	919	1050	1190	1330	1480	1630	1790	1950	2120	2290	2475
17				W_1 ==	1440	1630	1830	2030	2240	2450	2670	2910	3130	3370	3610
18				W_2 ==	1960	2210	2460	2710	2980	3250	3520	3810	4080	4380	4670
19	80·80·10	180 10	20	W_0 ==	1070	1220	1380	1540	1710	1880	2060	2240	2430	2620	2820
20				W_1 ==	1570	1780	2000	2220	2450	2690	2930	3170	3420	3670	3940
21				W_2 ==	2080	2360	2630	2900	3180	3470	3760	4060	4370	4680	4990
22	80·80·12	180 10	20	W_0 ==	1220	1390	1560	1740	1930	2120	2320	2520	2720	2940	3150
23				W_1 ==	1710	1930	2170	2410	2660	2910	3170	3430	3700	3970	4250
24				W_2 ==	2220	2500	2780	3080	3380	3680	3990	4310	4640	4960	5300
25	90·90·9	200 10	20	W_0 ==	1100	1250	1410	1580	1750	1920	2110	2290	2490	2690	2890
26				W_1 ==	1680	1900	2130	2360	2600	2850	3100	3360	3620	3890	4160
27				W_2 ==	2270	2550	2840	3140	3440	3750	4070	4380	4710	5040	5370
28	90·90·11	200 10	20	W_0 ==	1270	1440	1620	1810	2010	2210	2410	2620	2830	3060	3280
29				W_1 ==	1830	2070	2320	2580	2840	3110	3380	3660	3940	4240	4530
30				W_2 ==	2420	2720	3030	3350	3670	4000	4340	4680	5020	5380	5730
31	90·90·13	200 10	23	W_0 ==	1410	1600	1800	2000	2210	2430	2650	2880	3110	3350	3590
32				W_1 ==	2030	2300	2580	2860	3150	3450	3750	4050	4370	4690	5010
33				W_2 ==	2710	3050	3400	3750	4110	4470	4840	5220	5610	6000	6390
34	100·100·10	220 10	23	W_0 ==	1270	1450	1630	1820	2010	2210	2420	2630	2840	3070	3290
35				W_1 ==	1880	2130	2390	2650	2920	3190	3480	3760	4050	4350	4660
36				W_2 ==	2530	2840	3160	3490	3830	4170	4520	4870	5230	5600	5970
37	100·100·12	220 10	23	W_0 ==	1460	1660	1860	2070	2290	2510	2740	2980	3220	3470	3720
38				W_1 ==	2170	2460	2750	3050	3360	3670	3990	4310	4640	4980	5320
39				W_2 ==	2940	3310	3680	4060	4440	4830	5230	5640	6050	6470	6890
40	100·100·14	220 10	23	W_0 ==	1630	1850	2080	2320	2560	2810	3060	3320	3590	3860	4130
41				W_1 ==	2320	2630	2940	3270	3600	3940	4280	4630	4980	5340	5710
42				W_2 ==	3090	3470	3870	4270	4680	5100	5520	5940	6380	6820	7260
	Winkel	$\frac{b}{t}$	a	$\frac{h}{\delta}$	400 10	440 10	480 10	520 10	560 10	600 10	640 10	680 10	720 10	760 10	800 10

Zahlentafel XIV.

(Fortsetzung.)



Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Nietdurch- messer d mm	Stehblech:												
				$\frac{h}{\delta}$	900 12	1000 12	1100 12	1200 12	1300 14	1400 14	1500 14	1600 14	1700 14	1800 14	1900 14	2000 14
43	100 · 100 · 10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	4 120	4 810	5 530	6 300	7 610	8 550	9 520	10 550	11 620	12 740	13 900	15 110
44				$W_1 =$	5 700	6 580	7 500	8 470	10 020	11 150	12 330	13 560	14 830	16 150	17 510	18 930
45				$W_2 =$	7 180	8 230	9 320	10 450	12 170	13 470	14 820	16 210	17 650	19 140	20 670	22 260
46				$W_3 =$	8 670	9 890	11 140	12 440	14 320	15 790	17 310	18 870	20 480	22 130	23 840	25 590
47	100 · 100 · 12	$\frac{250}{10}$	23	$W_0 =$	4 610	5 360	6 140	6 970	8 350	9 340	10 380	11 470	12 600	13 780	15 010	16 280
48				$W_1 =$	6 440	7 410	8 420	9 470	11 120	12 340	13 610	14 930	16 290	17 700	19 160	20 660
49				$W_2 =$	8 180	9 350	10 560	11 810	13 650	15 070	16 540	18 050	19 620	21 230	22 880	24 580
50				$W_3 =$	9 920	11 290	12 700	14 150	16 180	17 800	19 470	21 180	22 940	24 750	26 610	28 510
51	100 · 100 · 14	$\frac{250}{12}$	26	$W_0 =$	5 000	5 790	6 630	7 500	8 930	9 970	11 050	12 190	13 370	14 600	15 870	17 190
52				$W_1 =$	7 090	8 150	9 240	10 380	12 110	13 420	14 770	16 170	17 620	19 120	20 660	22 250
53				$W_2 =$	9 110	10 400	11 720	13 090	15 040	16 580	18 170	19 800	21 480	23 200	24 980	26 800
54				$W_3 =$	11 140	12 650	14 210	15 810	17 980	19 750	21 570	23 430	25 340	27 300	29 300	31 350
55	110 · 110 · 10	$\frac{250}{10}$	26	$W_0 =$	4 350	5 070	5 820	6 620	7 960	8 920	9 930	10 980	12 080	13 230	14 420	15 660
56				$W_1 =$	6 140	7 080	8 060	9 080	10 690	11 880	13 110	14 400	15 730	17 100	18 530	20 000
57				$W_2 =$	7 840	8 960	10 130	11 350	13 140	14 530	15 950	17 430	18 950	20 520	22 140	23 800
58				$W_3 =$	9 530	10 850	12 220	13 620	15 600	17 180	18 800	20 470	22 180	23 940	25 750	27 610
59	110 · 110 · 12	$\frac{250}{10}$	26	$W_0 =$	4 890	5 670	6 500	7 360	8 770	9 800	10 870	12 000	13 170	14 380	15 650	16 960
60				$W_1 =$	6 650	7 660	8 700	9 790	11 470	12 730	14 030	15 380	16 780	18 220	19 720	21 250
61				$W_2 =$	8 330	9 530	10 770	12 050	13 910	15 360	16 860	18 400	19 990	21 630	23 320	25 050
62				$W_3 =$	10 020	11 410	12 840	14 310	16 360	18 000	19 690	21 430	23 210	25 040	26 920	28 840
63	110 · 110 · 14	$\frac{250}{12}$	26	$W_0 =$	5 410	6 260	7 150	8 080	9 560	10 650	11 800	12 990	14 220	15 510	16 830	18 210
64				$W_1 =$	7 480	8 590	9 740	10 930	12 710	14 080	15 480	16 940	18 440	19 990	21 590	23 240
65				$W_2 =$	9 480	10 820	12 200	13 630	15 630	17 230	18 870	20 550	22 290	24 070	25 900	27 780
66				$W_3 =$	11 500	13 070	14 680	16 330	18 560	20 390	22 260	24 170	26 140	28 150	30 210	32 320
67	120 · 120 · 11	$\frac{300}{10}$	23	$W_0 =$	4 970	5 770	6 610	7 490	8 930	9 980	11 070	12 220	13 400	14 640	15 930	17 260
68				$W_1 =$	7 260	8 330	9 450	10 610	12 360	13 690	15 070	16 490	17 960	19 480	21 040	22 650
69				$W_2 =$	9 440	10 760	12 130	13 540	15 530	17 110	18 730	20 400	22 120	23 890	25 700	27 560
70				$W_3 =$	11 630	13 200	14 820	16 470	18 710	20 530	22 400	24 320	26 290	28 310	30 370	32 470
71	120 · 120 · 13	$\frac{300}{12}$	26	$W_0 =$	5 490	6 360	7 270	8 210	9 710	10 820	11 980	13 190	14 440	15 750	17 090	18 490
72				$W_1 =$	8 120	9 310	10 540	11 800	13 650	15 110	16 600	18 130	19 710	21 340	23 020	24 740
73				$W_2 =$	10 670	12 140	13 660	15 220	17 370	19 100	20 870	22 700	24 570	26 490	28 460	30 470
74				$W_3 =$	13 220	14 990	16 800	18 650	21 070	23 100	25 160	27 280	29 440	31 650	33 910	36 210
75	120 · 120 · 15	$\frac{300}{14}$	26	$W_0 =$	6 060	7 000	7 980	9 000	10 570	11 750	12 990	14 270	15 600	16 980	18 400	19 870
76				$W_1 =$	9 080	10 380	11 740	13 130	15 110	16 670	18 280	19 940	21 640	23 390	25 190	27 040
77				$W_2 =$	12 030	13 680	15 370	17 100	19 410	21 310	23 260	25 250	27 300	29 390	31 530	33 710
78				$W_3 =$	15 010	16 990	19 020	21 090	23 720	25 960	28 250	30 580	32 970	35 400	37 870	40 400
79	130 · 130 · 12	$\frac{300}{10}$	26	$W_0 =$	5 530	6 400	7 320	8 280	9 780	10 900	12 070	13 290	14 550	15 860	17 220	18 630
80				$W_1 =$	7 740	8 890	10 080	11 310	13 130	14 530	15 980	17 480	19 020	20 610	22 250	23 930
81				$W_2 =$	9 860	11 250	12 680	14 150	16 210	17 850	19 540	21 280	23 070	24 900	26 780	28 710
82				$W_3 =$	11 980	13 610	15 290	17 000	19 290	21 180	23 110	25 090	27 120	29 200	31 320	33 490
83	130 · 130 · 14	$\frac{300}{12}$	26	$W_0 =$	6 150	7 110	8 110	9 150	10 730	11 940	13 190	14 490	15 840	17 230	18 670	20 160
84				$W_1 =$	8 760	10 030	11 350	12 710	14 670	16 200	17 780	19 410	21 080	22 800	24 570	26 380
85				$W_2 =$	11 280	12 850	14 460	16 110	18 350	20 170	22 040	23 960	25 920	27 940	29 990	32 100
86				$W_3 =$	13 830	15 680	17 580	19 540	22 040	24 150	26 310	28 520	30 770	33 080	35 430	37 820
87	130 · 130 · 16	$\frac{300}{14}$	26	$W_0 =$	6 760	7 800	8 880	10 000	11 660	12 950	14 290	15 670	17 100	18 570	20 090	21 660
88				$W_1 =$	9 750	11 160	12 600	14 090	16 180	17 840	19 550	21 300	23 110	24 960	26 850	28 800
89				$W_2 =$	12 690	14 430	16 220	18 040	20 450	22 450	24 500	26 600	28 740	30 930	33 160	35 450
90				$W_3 =$	15 650	17 730	19 850	22 010	24 750	27 090	29 470	31 900	34 380	36 910	39 490	42 110
	Winkel	$\frac{b}{t}$	d	$\frac{h}{\delta}$	900 12	1000 12	1100 12	1200 12	1300 14	1400 14	1500 14	1600 14	1700 14	1800 14	1900 14	2000 14

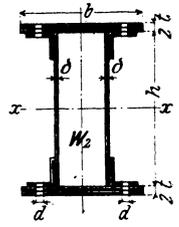


1. Kastenträger.

Es bedeutet:

W_1 } das Widerstandsmoment { mit je einer } Lamellen oben und unten bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen.
 W_2 } für die Schwerachse $x-x$ { mit je zwei }

Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.



Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{s}{t}$ mm	Nietdurchmesser d mm	$\frac{h}{\delta}$	Stehbleche										
					300 10	340 10	380 10	420 10	460 10	500 10	540 10	580 10	620 10	660 10	700 10
1	80·80·10	300 10	20	$W_1 =$	1 580	1 860	2 160	2 460	2 780	3 110	3 450	3 810	4 170	4 540	4 930
$W_2 =$				2 320	2 700	3 100	3 500	3 920	4 350	4 790	5 240	5 710	6 180	6 670	
3		400 10	20	$W_1 =$	1 880	2 200	2 540	2 880	3 240	3 610	3 990	4 390	4 790	5 200	5 630
4				$W_2 =$	2 920	3 380	3 860	4 340	4 840	5 350	5 870	6 410	6 950	7 500	8 070
5	90·90·11	300 10	20	$W_1 =$	1 690	2 000	2 320	2 650	2 990	3 350	3 720	4 100	4 480	4 880	5 300
6				$W_2 =$	2 420	2 830	3 250	3 680	4 120	4 580	5 040	5 520	6 010	6 510	7 020
7		400 10	20	$W_1 =$	1 990	2 340	2 700	3 070	3 450	3 850	4 260	4 670	5 100	5 540	6 000
8				$W_2 =$	3 030	3 510	4 010	4 520	5 040	5 580	6 130	6 680	7 250	7 830	8 430
9	100·100·12	500 12	23	$W_1 =$	2 640	3 080	3 530	4 000	4 480	4 980	5 480	6 000	6 530	7 070	7 620
10				$W_2 =$	4 220	4 870	5 540	6 220	6 910	7 620	8 330	9 060	9 800	10 560	11 320
11		600 12	23	$W_1 =$	3 000	3 490	3 990	4 510	5 040	5 580	6 130	6 700	7 270	7 860	8 460
12				$W_2 =$	4 950	5 690	6 460	7 230	8 020	8 820	9 630	10 460	11 300	12 140	13 000
13	120·120·13	500 14	23	$W_1 =$	3 090	3 610	4 140	4 690	5 260	5 830	6 420	7 020	7 640	8 260	8 900
14				$W_2 =$	4 940	5 700	6 470	7 270	8 080	8 900	9 730	10 580	11 440	12 320	13 200
15		600 14	23	$W_1 =$	3 510	4 080	4 680	5 280	5 900	6 530	7 180	7 840	8 510	9 190	9 880
16				$W_2 =$	5 780	6 660	7 540	8 450	9 370	10 300	11 250	12 210	13 180	14 170	15 160

2. Wellbleche.

Profil Nr.	Abmessungen						Profil Nr.	Abmessungen						Profil Nr.	Abmessungen								
	Höhe b	Breite h	Stärke δ	Bau- breite B	Querschnitt für 1 m Breite	Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g		Widerstands- moment für 1 m Breite W	Höhe b	Breite h	Stärke δ	Bau- breite B	Querschnitt für 1 m Breite		Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g	Widerstands- moment für 1 m Breite W	Höhe b	Breite h	Stärke δ	Bau- breite B	Querschnitt für 1 m Breite	Gewicht unverzinkt ohne Über- deckungen g	Widerstands- moment für 1 m Breite W
Flache Wellbleche																							
60 20	60	20	1	720	10,2	8,12	4,27	135 30	135	30	1	810	8,62	6,89	5,99	100 50	100	50	1	600	15,7	12,6	19,3
					11,8	9,47	4,95						10,1	8,04	6,96						19,6	15,7	24,0
					13,5	10,8	5,63						11,5	9,19	7,92						23,6	18,8	28,6
76 20	76	20	1	760	8,72	6,78	4,06	150 40	150	40	1	750	8,72	6,88	8,29	100 60	100	60	1	500	17,7	14,2	25,6
					10,2	8,13	4,71						10,2	8,17	9,64						22,1	17,7	31,9
					11,6	9,30	5,36						11,6	9,30	11,0						26,6	21,2	38,1
100 30	100	30	1	800	9,02	7,22	6,33	150 60	150	60	1	600	13,3	10,7	18,2	100 80	100	80	1	400	27,1	21,7	50,4
					10,5	8,42	7,35						14,6	11,6	13,7						32,5	26,1	60,3
					12,0	9,62	8,37						17,5	14,0	16,3						43,4	34,7	80,0
100 40	100	40	1	700	10,0	8,00	9,07	90 70	90	70	1	450	21,3	17,0	34,8	30 15	30	15	1	600	7,42	5,93	2,38
					11,7	9,35	10,5						26,6	21,3	43,3						11,1	8,91	3,52
					13,3	10,7	12,0						31,9	25,5	51,8						7,42	5,93	3,20
100 40	100	40	1	700	16,7	13,3	14,9	90 70	90	70	1	450	21,3	17,0	34,8	40 20	40	20	1	600	11,1	8,90	4,74
					16,7	13,3	14,9						31,9	25,5	51,8						11,1	8,90	4,74
					20,0	16,0	17,8						42,5	34,0	68,6						14,8	11,9	6,26
Trägerwellbleche																							
Rolladenwellbleche																							

- *Leitfaden für den Unterricht in Eisenkonstruktionen an Maschinenbauschulen.** Von Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen**, Oberlehrer an den Königl. Vereinigten Maschinenbauschulen in Dortmund. Mit 173 Textfiguren. Preis kartoniert M. 2,—.
-
- *Berichte des Ausschusses für Versuche im Eisenbau.** Herausgegeben vom **Verein deutscher Brücken- und Eisenbau-Fabriken** (Deutscher Eisenbau-Verband).
- * Ausgabe A, Heft 1: **Der Einfluß der Nietlöcher auf die Längenänderung von Zugstäben und die Spannungsverteilung in ihnen.** Nach Versuchen im Königlichen Materialprüfungsamt zu Berlin-Lichterfelde West. Berichterstatter: Geheimer Regierungsrat Professor **Max Rudeloff**. Mit 30 Textfiguren.
Preis M. 3,60.
- * Ausgabe B, Heft 1: **Zur Einführung. — Bisherige Versuche.** Berichterstatter: Reg.-Baumeister a. D. Dr.-Ing. **Kögler**. Mit 26 Abbildungen.
Preis M. 1,60.
-
- *Die Berechnung von Steifrahmen** nebst anderen statisch unbestimmten Systemen. Von Ingenieur **E. Björnstad**, Grünberg. Mit 127 Textfiguren, 19 Tabellen und 1 graphischen Anlage.
Preis M. 9,—; gebunden M. 10,—.
-
- *Die Methode der Alpha-Gleichungen zur Berechnung von Rahmenkonstruktionen.** Von **Axel Bendixsen**, Ingenieur der Burgerlijke Openbare-Werken in Niederländ.-Indien. Mit 31 Textfiguren.
Preis M. 3,—.
-
- *Grundlagen zur Berechnung von Steifrahmen** mit besonderer Rücksicht auf Eisenbeton. Von Dr.-Ing. **Richard Rossin**. Mit 54 Textfiguren.
Preis M. 3,60.
-
- *Die Einflußlinien mehrfach gestützter Rahmenträger.** Von Dr.-Ing. **Henri Marcus**.
Preis M. 1,20.
-
- *Studien über mehrfach gestützte Rahmen- und Bogenträger.** Von Dr.-Ing. **H. Marcus**. Mit 52 Textfiguren.
Preis M. 4,—.
-
- *Studien über strebenlose Raumbauwerke und verwandte Gebilde.** Von Dr.-Ing. **Henri Marcus**. Mit 48 Textfiguren.
Preis M. 5,60.
-
- *Eisenbahn-Balkenbrücken.** Ihre Konstruktion und Berechnung nebst sechs zahlenmäßig durchgeführten Beispielen. Von Ingenieur **Johannes Schwengler**. Mit 84 Textfiguren und 8 lithographischen Tafeln.
Preis kartoniert M. 4,—.
-
- *Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste.** Drei Beispiele von der badischen Murgtalbahn. Von Dr.-Ing. **Ernst Gaber**, Gr. Bauinspektor. Mit 56 Textabbildungen.
Preis M. 6,—; gebunden M. 7,—.

* Teuerungszuschlag für die vor dem 1. Juli 1917 erschienenen Bücher:
auf geheftete 20⁰/₀, auf gebundene 30⁰/₀.

***Taschenbuch für Bauingenieure.** Unter Mitwirkung hervorragender Fachmänner herausgegeben von **Max Foerster**, Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule in Dresden. Zweite, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3054 Figuren. In zwei Teilen.
In einem Bande gebunden Preis M. 20,—; in zwei Bänden gebunden Preis M. 21,—.

***Der Bauingenieur in der Praxis.** Eine Einführung in die wirtschaftlichen und praktischen Aufgaben des Bauingenieurs. Von Reg.-Baumeister a. D. **Th. Janßen**, Privatdozent an der Kgl. Techn. Hochschule in Berlin. Preis M. 6,—; gebunden M. 6,80.

***Bauakustik.** Schutz gegen Schall und Erschütterungen. Von Dr. **Franz Weisbach**. Mit 31 Textfiguren. Preis M. 3,60.

***Die Anregungen Taylors für den Baubetrieb.** Von Dr.-Ing. **Max Mayer**, Stuttgart. Mit 2 Figuren und 18 Tafeln. Preis M. 1,20.

***Die Wirtschaftlichkeit als Konstruktionsprinzip im Eisenbetonbau.** Von Dr.-Ing. **Max Mayer**. Mit 30 Textfiguren, 15 Zahlentabellen und 1 Formeltafel. Preis M. 5,40.

***Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien.** Von Dr.-Ing. **C. Bach** und **R. Baumann**, Professoren an der Kgl. Technischen Hochschule in Stuttgart. Mit 710 Figuren. Preis gebunden M. 12,—.

Elastizität und Festigkeit. Die für die Technik wichtigsten Sätze und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Von Dr.-Ing. **C. Bach**, Kgl. Württemb. Staatsrat, Professor des Maschinen-Ingenieurwesens, Vorstand des Ingenieurlaboratoriums und der Materialprüfungsanstalt an der Technischen Hochschule Stuttgart. Siebente, vermehrte Auflage. Unter Mitwirkung von Professor **R. Baumann**, Stellvertreter des Vorstandes der Materialprüfungsanstalt an der Kgl. Technischen Hochschule Stuttgart. Mit in den Text gedruckten Abbildungen und 26 Tafeln. Preis gebunden M. 28,—.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Ing. **Friedrich Bleich**, Wien. Mit 108 Textfiguren. Preis M. 12,—.

***Widerstandsmomente, Trägheitsmomente und Gewichte von Blechträgern** nebst numerisch geordneter Zusammenstellung der Widerstandsmomente von 59 bis 113930, zahlreichen Berechnungsbeispielen und Hilfstafeln. Von **B. Böhm**, Königl. Gewerberat in Bromberg, und **E. John**, Königl. Regierungs- und Baurat in Essen. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Preis gebunden M. 12,—.

***Vorlesungen über Eisenbeton.** Von Dr.-Ing. **E. Probst**, ord. Professor an der Technischen Hochschule in Karlsruhe. Erster Band: Allgemeine Grundlagen. — Theorie und Versuchsforschung. — Grundlagen für die statische Berechnung. — Statisch unbestimmte Träger im Lichte der Versuche. Mit 171 Textfiguren. Preis gebunden M. 18,—.

Armierter Beton. Monatsschrift für Theorie und Praxis des gesamten Betonbaues. In Verbindung mit Fachleuten herausgegeben von Dr.-Ing. **E. Probst**, ord. Professor an der Technischen Hochschule Karlsruhe, und **M. Foerster**, Geh. Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Erscheint seit 1908 in monatlichen Heften und kann durch den Buchhandel, die Post oder auch von der Verlagshandlung zum Preise von M. 20,— für den Jahrgang bezogen werden.

* Teuerungszuschlag für die vor dem 1. Juli 1917 erschienenen Bücher:
auf geheftete 20⁰/₁₀₀, auf gebundene 30⁰/₁₀₀.