

Die
Eisenkonstruktionen.

von

L. Geusen

Dritte 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
Studienrat in Dortmund

Dritte, verbesserte Auflage

Mit 522 Figuren im Text und auf 2 farbigen Tafeln



Springer-Verlag Berlin Heidelberg GmbH

1921

ISBN 978-3-662-24173-8 ISBN 978-3-662-26286-3 (eBook)
DOI 10.1007/978-3-662-26286-3

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

Copyright 1921 by Springer-Verlag Berlin Heidelberg

Ursprünglich erschienen bei Julius Springer, Berlin 1921.

Softcover reprint of the hardcover 3rd edition 1921

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 Fachwerksysteme 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 Kriegs-

zeit leicht erklärliche Wunsch der Verlagsbuchhandlung, den früheren Umfang nicht wesentlich zu überschreiten, zuließ.

Die im Anhang vereinigten Zahlentafeln sind entsprechend den seit der I. 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.

Vorwort zur dritten Auflage.

Der Inhalt der 3. Auflage ist in den früheren Grenzen gehalten, kleinere Ergänzungen sind hauptsächlich bei den Konstruktionsgrundlagen und den Hochbaukonstruktionen hinzugetreten; sie führten zwecks Innehaltung des früheren Umfangs auf Wunsch der Verlagsbuchhandlung, die auch diesmal wieder in dankenswertester Weise allen meinen Wünschen entgegenkam, zur Wahl eines etwas vergrößerten Satzspiegels.

Besonderen Dank schulde ich noch Herrn Ingenieur Büchel in Duisburg-Wanheimerort für seine Hinweise auf einige Druckfehler und Ungenauigkeiten im Ausdruck.

Dortmund, im August 1921.

L. Geusen.

Inhaltsverzeichnis.

Erster Abschnitt.

Die Konstruktionsgrundlagen.

	Seite
Erstes Kapitel.	
Die zu Bauzwecken verwendeten Eisensorten. Schutz des Eisens gegen Rost und Wärme.	
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	7
C. Beispiele	10
II. Die Verbindung ist auf Zug beansprucht	14
Drittes Kapitel.	
Träger.	
A. Berechnung der Träger	16
I. Vollwandige Träger	17
1. Balkenträger	17
a) Berechnung des Trägerquerschnitts	17
b) Berechnung der Auflagerung	20
2. Bogenträger	21
a) Ermittlung der Stützdrücke, Biegemomente, Längs- und Scherkräfte	21
b) Berechnung des Trägerquerschnitts	23
c) Berechnung der Gelenke	23
II. Fachwerkträger	25
1. Berechnung der Stabkräfte	38
2. Berechnung der Auflagerung	38
B. Konstruktion der Träger	38
I. Vollwandige Träger	38
1. Querschnittsformen	39
2. Stoß der Träger	44
3. Anschluß der Träger aneinander	49
4. Auflagerung im Mauerwerk	52
5. Verankerung mit dem Mauerwerk	54
II. Fachwerkträger	56
1. Querschnittsform der Stäbe	56
2. Ausbildung der Knotenpunkte	67
3. Ausbildung der Stäbe zwischen den Knotenpunkten	78
4. Auflagerung	81
Viertes Kapitel.	
Säulen.	
A. Berechnung der Säulen	89
I. Die Säule wird nur auf Druck beansprucht	89
1. Berechnung des Säulenquerschnitts	89
2. Berechnung der Auflagerung	90
II. Die Säule wird auf Druck und Biegung beansprucht	94
1. Berechnung des Säulenquerschnitts	94
2. Berechnung der Säulenfußplatte	95
3. Berechnung der Auflagerung	103
B. Konstruktion der Säulen	105
I. Gußeiserne Säulen	105
1. Querschnittsform	105
2. Kopf- und Fußausbildung	106
II. Flußeiserne Säulen	108
1. Querschnittsform	108
2. Schaftausbildung	110
3. Kopf- und Fußausbildung	111
Fünftes Kapitel.	
Verbindung von Trägern mit Säulen.	
I. Die Säule endigt unter dem Träger	116
II. Die Säule geht durch mehrere Geschosse durch	118
1. Säule einteilig, Träger einteilig	118
2. Säule einteilig, Träger zweiteilig	120
3. Säule zweiteilig, Träger einteilig	121
4. Säule zweiteilig, Träger zweiteilig	122

Zweiter Abschnitt.

Hochbaukonstruktionen.

Sechstes Kapitel.		B. Konstruktion der eisernen Dächer	142
Deckenkonstruktion.		I. Die Dachdeckung	142
A. Berechnung der Deckenkonstruktionen	Seite 124	1. Wellblechdeckung	142
I. Die Deckenfüllung	124	2. Glasdeckung	145
II. Die Deckenbalken u. Unterzüge	126	II. Die Sparren	152
III. Die Säulen	127	III. Die Pfetten	153
B. Konstruktion der Decken	127	IV. Die Binder	156
1. Deckenfüllung in Holz	127	1. Rein eiserne Binder	156
2. Deckenfüllung in Stein	128	2. Gemischt eiserne Binder	161
3. Deckenfüllung in Eisen	130	a) Holz-Eisen-Binder	161
		a) Eisenbeton-Eisen-Binder	162
		V. Der Windverband	165
Siebentes Kapitel.		Achstes Kapitel.	
Dachkonstruktionen	131	Fachwerkwände.	
A. Berechnung der Dachkonstruktionen	132	I. Konstruktion der Fachwerkwände	166
1. Die Dachdeckung	132	II. Berechnung der Fachwerkgebäude gegen Winddruck	169
1. Wellblechdeckung	132	Neuntes Kapitel.	
2. Glasdeckung	134	Treppen.	
II. Die Sparren	135	A. Berechnung der Treppen	175
III. Die Pfetten	135	B. Konstruktion der Treppen	177
1. Ermittlung der äußeren Lasten	135	1. Gemischt eiserne Treppen	177
2. Ermittlung der Biegemomente	139	2. Rein eiserne Treppen	178
IV. Die Binder	140	3. Wendeltreppen	180
V. Der Windverband	141		

Dritter Abschnitt.

Der Brückenbau.

Zehntes Kapitel.		Seite	
Zweck, Einteilung und allgemeine Anordnung	181	II. Die Fahrbahn Tafel	209
Elftes Kapitel.		1. Buckelbleche	209
Eisenbahnbrücken.		2. Tonnenbleche	212
A. Berechnung der Eisenbahnbrücken	183	3. Beton	212
I. Die Fahrbahn Tafel	183	III. Die Längsträger	213
1. Querschwellen	183	1. Grundrißanordnung	213
2. Buckelbleche	183	2. Querschnittsbildung	214
II. Die Längsträger	183	3. Anschluß an die Querträger	215
III. Die Querträger	189	IV. Die Querträger	218
IV. Die Hauptträger	193	1. Grundrißanordnung	218
V. Der Windverband	197	2. Querschnittsbildung	218
VI. Die Querverbände	198	3. Anschluß an die Hauptträger	219
VII. Die Auflager	204	V. Die Hauptträger	221
B. Konstruktion der Eisenbahnbrücken	204	1. Grundrißanordnung	221
I. Die Fahrbahn decke	204	2. Querschnittsbildung	223
1. Oberbauanordnung	204	a) Vollwandige Träger	223
2. Abmessungen der Fahrbahn decke	208	b) Fachwerkträger	224
		3. Auflagerung	225
		VI. Der Windverband	227
		1. Die Diagonalen	227
		2. Die Vertikalen	228

VII. Der Querverband	Seite 228	B. Konstruktion der Straßenbrücken	Seite 239
1. Fachwerkförmig gegliederte Quer- verbände	228	I. Die Fahrbahndecke	239
2. Querrahmen	229	1. Abmessungen	239
		2. Gefälle	239
		3. Ausbildung	241
Zwölftes Kapitel.		II. Die Fahrbahn tafel	243
Straßenbrücken.		1. Ausbildung	243
A. Berechnung der Straßenbrücken	229	2. Unterbrechungen	244
I. Die Fahrbahn tafel	229	3. Anschluß an die Widerlager	245
1. Fahrbahn tafel aus Holz	229	III. Die Längsträger	247
2. Fahrbahn tafel aus Stein	231	IV. Die Querträger	247
3. Fahrbahn tafel aus Eisen	231	V. Die Konsolen und Geländer	248
II. Die Längsträger	232	VI. Die Hauptträger	251
1. Die Fahrbahn längsträger	232	1. Grundrißausbildung	251
2. Fußweg längsträger	234	2. Querschnittsausbildung	252
III. Die Querträger	234	3. Auflagerung	252
IV. Die Konsolen	235	VII. Der Windverband	253
V. Die Hauptträger	235	VIII. Der Querverband	254
VI. Der Windverband	236		
VII. Die Querverbände	236	Zahlentafeln	255
VIII. Die Auflager	239		

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	12	13	15	42	44	46	47	47	49	51	53	60	61	63	64
	Nietverbindungen							Träger											
Aufgabe Nr.	20	21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	34	35	36	37	38
Seite	66	68	69	70	71	71	73	74	74	75	79	79	82	83	86	87	90	90	90
	Träger												Säulen						
Aufgabe Nr.	39	40	41	42	43	44	45	46	47	48	49	50	51	52	53				
Seite	91	91	92	93	94	95	97	98	99	99	101	102	103	104	104				
	Säulen																		
Aufgabe Nr.	54	55	56	57	58	59	60	61	62	63	64	65	66	67	68				
Seite	104	106	108	111	112	114	116	118	124	125	125	126	126	127	128				
	Säulen						Tr. u. S.		Decken										
Aufgabe Nr.	69	70	71	72	73	74	75	76	77	78	79	80	81	82	83	84			
Seite	132	132	133	134	137	138	163	186	187	187	191	192	194	194	199	203			
	Dächer							Eisenbahnbrücken											
Aufgabe Nr.	85	86	87	88	89														
Seite	231	232	232	234	247														
	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, Auflager- teile, 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. Elektro-Ofen 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 Ver- wendung
 - a) gegossen als Stahlformguß (mit einer Dehnung von mindestens 10% der Versuchslänge) besonders zu Auflagerteilen von verwickelter Form.
 - b) geschmiedet
 - c) gewalzt(mit einer Dehnung von mindestens 16% der Versuchs- länge).

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

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:

α) Blech: glattes Blech; Riffelblech (mit einseitig eingewalzten Riffeln von 1 bis 3 mm Höhe); Wellblech (flaches Wellblech Fig. 1 und Trägerwellblech mit ein- oder mehr- facher 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:

H Eisen (z. B. H NP. 24);

I Eisen (z. B. I NP. 20);

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

L Eisen (gleichschenklige z. B.

$\times 80 \cdot 80 \cdot 10$ oder $|80 : 10$ und ungleichschenklige $\times 100 \cdot 65 \cdot 9$ 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. \curvearrowright NP.

12 max), Belageisen (z. B. \wedge NP. 9)

und Handleisteneisen (z. B. \otimes 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“

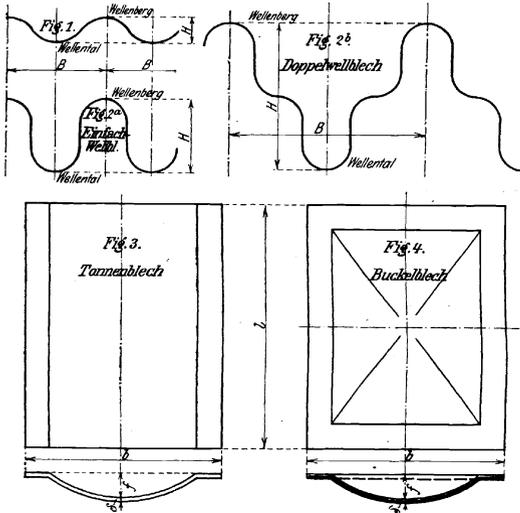


Fig. 1—4.

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 Schab-eisen, 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 Sodalaug abespült 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 wasser-dichten Konstruktionen verstemmt) und endlich alle sichtbaren Flächen mit dem

Grund- oder Grundierungsanstrich versehen, der nur dünn aufzutragen und gut zu trocknen ist.

d) Nach beendigter 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:

α) Zink: Die chemisch gereinigten Stücke werden entweder durch Feuerverzinkung (Eintauchen in ein flüssiges Zinkbad) oder auf elektrolytischem Wege oder endlich durch das Metallspritzverfahren (wobei das im elektrischen Stromkreis abschmelzende Zink durch einen Luft- oder Gasstrom zerstäubt und auf den zu verzinkenden Gegenstand geschleudert wird) 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 starker 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.

Man unterscheidet feuerbeständige Bauweisen, die dem Feuer in gleicher Weise wie eine 12 cm starke Wand aus Ziegel- oder Kalksandsteinen bzw. eine 6 cm starke Eisenbetonwand bei einem Mischungsverhältnis 1 : 4 widerstehen,

feuersichere (Feuerschutz bietende) Bauweisen, die dem Feuer in gleicher Weise wie ein 1,5 cm starker Kalkputz widerstehen (z. B. abgeputzte Bretterwände, Gipswände), und glutsichere (erhöhten Feuerschutz bietende) Ummantelungen, die dem Feuer in gleicher Weise wie eine 3 cm starke Eisenbetonwand widerstehen.

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 handelsüblich eine durch 3 teilbare Zahl sein soll, und dem am einen Schaftende bereits vorgebildeten

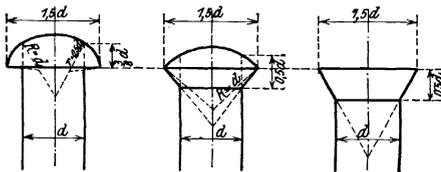


Fig. 5a.

Fig. 5b.

Fig. 5c.

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. 5a), halb versenkte

(Fig. 5b) und ganz versenkte (Fig. 5c) Nietköpfe.

Das zu den ^{Nieten}.....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 Nieten 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 ⊕ ⊕ ⊕ ⊕

Bei den übrigen, seltener vorkommenden Nietdurchmessern wird ihre Größe jeweils in der Zeichnung beigegeben.

Die angeführten Durchmesser sind die Nietlochdurchmesser; das Nieteisen wird mit etwa 5 v. H. kleinerem Durchmesser angeliefert, muß aber durch den Stauchdruck beim Schlagen das Nietloch voll ausfüllen; im fertig vernieteten Konstruktionsteil sind daher Nietloch- und Nietenchaftdurchmesser gleich groß, so daß bei der Berechnung des Niets der Bohrungsdurchmesser einzuführen ist.

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

A. Berechnung der Nietverbindungen.

Da der durch die Zusammenziehung des Nietenchafts 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 Niete werden entweder einschnittig (Fig. 6^a) oder aber meist zweischnittig (Fig. 6^c) angeordnet. In beiden Fällen kann die Zerstörung der Verbindung entweder durch eine zu große Beanspruchung des Nietenchafts auf Abscheren oder aber durch eine zu große Beanspruchung der Nietwandung auf Druck herbeigeführt werden.

Die Beanspruchung des Nietenchafts 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 ungleichmäßig 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 ($1,57 d$) nur seine zur Kraft P rechtwinklige Projektion (d) ein. Der zulässige Lochleibungsdruck k_l wird dabei stets gleich dem Doppelten der zulässigen Scherbeanspruchung k_s eingeführt:

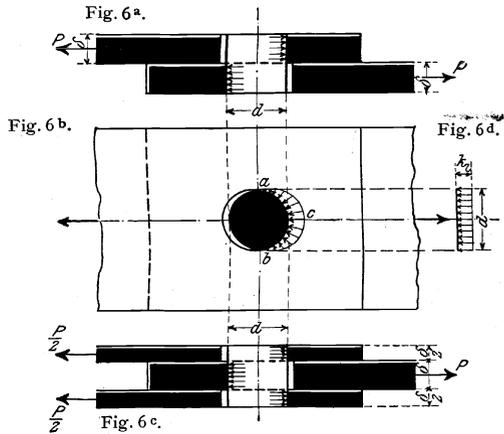
$$k_l = 2 k_s.$$

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

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

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

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



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 $\frac{1}{2}\pi d^2$ 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^c). 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 p vom Schwerpunkt der Nietverbindung an

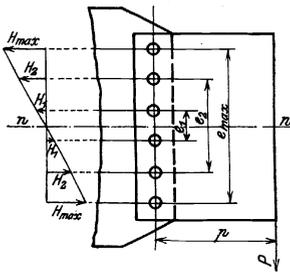


Fig. 7.

(Fig. 7), so hat jedes der z vorhandenen Niete außer der Kraft $\frac{P}{z}$ noch eine durch das Moment $M = Pp$ 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

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

ist, so folgt

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

und daraus

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

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.

Ist die senkrechte Teilung l 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

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

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

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

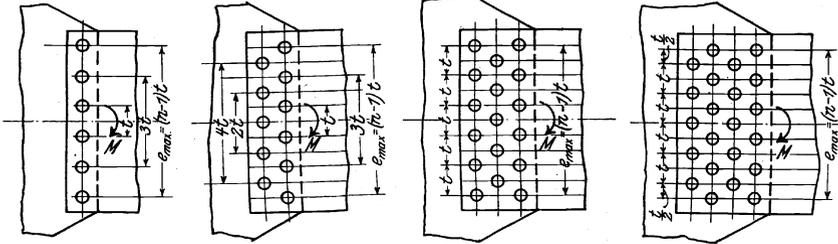


Fig. 8.

Fig. 9.

Fig. 10.

Fig. 11.

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

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

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

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

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

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

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 auferliegenden Löchern nicht vorhanden sein.

Die Lochkanten dürfen keine Risse zeigen. Zur Versenkung der Nietköpfe dürfen sie nur mit Versenkbohrern (Fräsen) 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^c 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.

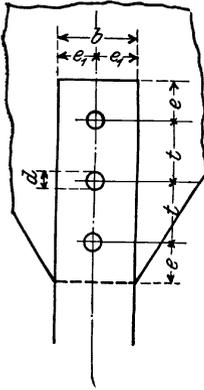


Fig. 12.

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 festem 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 $e = 1,5d$;

rechtwinklig 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 ebeneinander 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.

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.

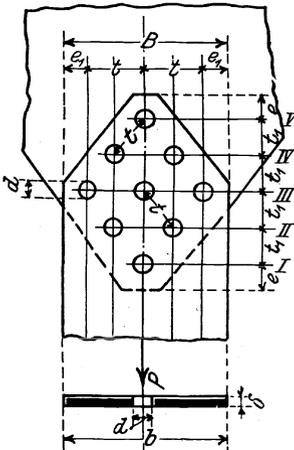


Fig. 13.

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 nur ein Niet mehr als in der vorhergehenden angeordnet werden, weil man bei der Berechnung der tatsächlich vorhandenen Querschnittsfläche stets nur ein Nietloch in Abzug zu bringen pflegt.

Ist n die zur Übertragung der Kraft P erforderliche Nietanzahl, so überträgt (unter der Annahme, daß sich alle Niete gleichmäßig an der Kraftübertragung beteiligen) das Niet in der Reihe I die Kraft $\frac{P}{n}$ in das Anschlußblech, so daß das Flacheisen in der Reihe II nur noch die Kraft $P - \frac{P}{n}$ aufzunehmen hat. In der Reihe II hat daher die zu übertragende Kraft um $\frac{P}{n}$, die nutzbare Querschnittsfläche des Flacheisens aber um $d\delta$ gegenüber der Reihe I abgenommen. Soll daher die Beanspruchung des Flacheisens in der Reihe II nicht größer als in der Reihe I sein, so muß $d\delta \leq \frac{P}{nk}$ oder nach Gl. 1): $d\delta \leq \frac{F}{n}$ oder endlich nach Gl. 2): $d\delta \leq \frac{F_s}{nv}$ sein. In der Reihe III hat die Kraft um $3\frac{P}{n}$, die nutzbare Querschnittsfläche um $2d\delta$ gegenüber der Reihe I abgenommen; daraus folgt ebenso wie vorher die Bedingung $d\delta \leq \frac{3}{2} \frac{F_s}{nv}$. Die Beanspruchung in der Reihe I ist daher stets die größte, wenn $d\delta \leq \frac{F_s}{nv}$ ist.

Für die einschnittige Vernietung ergibt sich nach Gl. 3) und 4) die Bedingung

$$d\delta \leq \frac{\pi d^2}{4\nu} \quad \text{bzw.} \quad d\delta \leq \frac{2d\delta}{\nu} \quad \text{oder}$$

$$\delta \leq \frac{\pi d}{4\nu} \quad \text{bzw.} \quad \nu \leq 2. \quad \text{Letztere Bedingung ist immer erfüllt; erstere}$$

ergibt, daß bei dem praktisch vorkommenden größten Wert $\nu = \frac{4}{3}$ bei einem Nietdurchmesser

$$d = 13 \quad 16 \quad 20 \quad 23 \quad 26 \quad 30 \text{ mm}$$

$$\text{die Blechstärke höchstens} \quad \delta_{\max} = 7,6 \quad 9,4 \quad 11,8 \quad 13,5 \quad 14,9 \quad 17,6 \text{ mm}$$

sein darf, wenn die Spannung in der Reihe I von keiner Spannung in einer der nachfolgenden Reihen überschritten werden soll, wenn also die wirklich vorhandene Querschnittsfläche unter Abzug nur eines Nietlochs berechnet werden soll.

Für die zweischnittige Vernietung ergibt sich nach Gl. 6) und 7) die Bedingung

$$d\delta \leq \frac{\pi d^2}{2\nu} \quad \text{bzw.} \quad d\delta \leq \frac{2d\delta}{\nu} \quad \text{oder}$$

$$\delta \leq \frac{\pi d}{2\nu} \quad \text{bzw.} \quad \nu \leq 2, \quad \text{so daß bei } \nu = \frac{4}{3} \text{ und}$$

$$\text{einem Nietdurchmesser} \quad d = 13 \quad 16 \quad 20 \quad 23 \quad 26 \quad 30 \text{ mm}$$

$$\text{die Blechstärke höchstens} \quad \delta_{\max} = 15 \quad 18,8 \quad 23,6 \quad 27 \quad 30,6 \quad 35,3 \text{ mm}$$

sein darf, wenn die wirklich vorhandene Querschnittsfläche unter Abzug nur eines Nietlochs berechnet werden soll.

γ) Die kleinste Entfernung t_{\min} der Niete ist schräg zu messen; für die Werkstatt ist aber stets das gerade Maß t_1 in die Zeichnung einzutragen, das aus der Breitenabmessung des Stabes leicht zu berechnen und im allgemeinen auf 0 oder 5 abzurunden, aber nicht kleiner als $2,5d$ zu wählen ist.

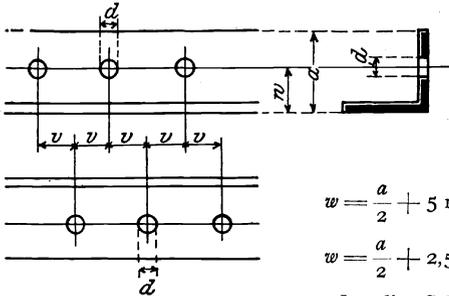
2. Nietung in zwei Ebenen.

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

a) Jeder einzelne Teil des Profilquerschnitts ist mit so viel Nieten anzuschließen, wie der auf ihn entfallende Anteil der Gesamtkraft P erfordert. Für die rechtwinklig zum

Anschlußblech liegenden Teile des Querschnitts sind besondere Winkelstücke zum Anschluß erforderlich (vgl. Aufg. 3, S. 12).

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



$v = 2d$, ausnahmsweise $v = 1,5d$
gegeneinander versetzt sein.

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

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

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

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.

Fig. 14.

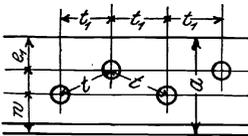


Fig. 15.

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 Querschnittsfläche keine Nietlöcher abzuziehen. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{2}{3} k$; $k_i = 2 k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch ist

$$F = 19,1 \text{ qcm; daher } F_s = \frac{2}{3} \cdot 19,1 = 25,4 \text{ qcm.}$$

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

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

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

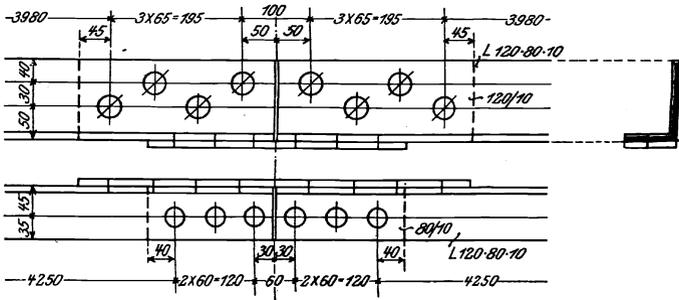


Fig. 16.

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 $2d = 46 = \sim 50 \text{ mm}$ gewählt. Die kleinste Teilung $3d = 60 \text{ mm}$ im kleinen Schenkel ist im großen auf 65 mm vergrößert ($t = \sqrt{65^2 + 30^2} = \sim 72 \text{ mm}$), 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. $80/10$.

Aufgabe 2. Es ist der Stoß des in Fig. 17 dargestellten, aus $2\sqrt{80 \cdot 8}$ gebildeten Zugquerschnitts zu berechnen und zu zeichnen.

$$k = 1200 \text{ kg/qcm}; \quad k_s = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad \nu = 1,2; \quad k_t = 2 k_s.$$

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch ist

$$F = 2(12,3 - 2,0 \cdot 0,8) = 21,4 \text{ qcm, daher } F_s = 1,2 \cdot 21,4 = 25,7 \text{ qcm.}$$

Wagerechte Schenkel: $F = 2 \cdot 8,0 \cdot 0,8 = 12,8 \text{ qcm}$; gewählt sind $2 \cdot 3 = 6$ einschnittige Niete von $20 \text{ mm } \phi$ mit $6 \cdot 3,1 = 18,6 \text{ qcm}$ Scherfläche; daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{12,8 \cdot 1200}{18,6} = 830 \text{ kg/qcm}; \quad \text{Lochleibungsdruck } \sigma_t = \frac{12,8 \cdot 1200}{6 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 1600 \text{ kg/qcm.}$$

Querschnitt der Stoßlasche $18,0 \cdot 0,8 = 14,4 \text{ qcm}$.

Lotrechte Schenkel: $F = 21,4 - 12,8 = 8,6 \text{ qcm}$; gewählt sind 3 doppelschnittige Niete von $20 \text{ mm } \phi$ mit $2 \cdot 3 \cdot 3,1 = 18,6 \text{ qcm}$ Scherfläche; daher die Beanspruchung auf

$$\text{Abscheren } \sigma_s = \frac{8,6 \cdot 1200}{18,6} = 560 \text{ kg/qcm}; \quad \text{Lochleibungsdruck } \sigma_t = \frac{8,6 \cdot 1200}{3 \cdot 2,0 \cdot 1,2} = 1440 \text{ kg/qcm.}$$

Querschnitt der Stoßlasche ($9,0 - 2,0$) $1,2 = 8,4 \text{ qcm}$.

Der Stoß ist in Fig. 17 dargestellt; die Nieteteilung ist zu $4d = 80 \text{ mm}$ gewählt, so daß die Niete in beiden Schenkeln um $v = 2d$ gegeneinander versetzt sind.

Aufgabe 3. Ein \square NP. 18 überträgt die in ihm wirkende Zugkraft auf ein Anschlußblech von 10 mm Stärke durch Niete von $20 \text{ mm } \phi$. 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 $20 \text{ mm } \phi$ abzuziehen. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Nach dem Normalprofilbuch hat \square NP. 18 eine Fläche von $28,0 \text{ qcm}$; daher bei 11 mm Flanschstärke:

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

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

$$\begin{aligned} \text{Steg } \frac{18,0}{8}: \quad & f' = 14,4 \text{ qcm}; \\ & f'_s = 19,2 \text{ qcm}; \\ & n'_s = \frac{19,2}{3,1} = 6 \text{ Stück}; \\ & n'_t = \frac{19,2}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 6 \text{ Stück.} \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{Flansch } \frac{62}{11}: \quad & f'' = (6,2 - 2,0) 1,1 = 4,6 \text{ qcm}; \\ & f''_s = 6,1 \text{ qcm}; \\ & n''_s = \frac{6,1}{3,1} = 2 \text{ Stück}; \\ & n''_t = \frac{6,1}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,9} = 2 \text{ Stück}^1). \end{aligned}$$

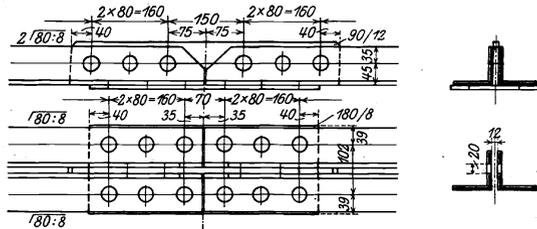


Fig. 17.

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

Der Anschluß ist in Fig. 18 dargestellt. Da bei der Berechnung der tatsächlichen Fläche 2 Niete von 20 mm ϕ abgezogen sind, so dürfen in der 1. Nietenreihe auch 2 Niete angeordnet werden. Zum Anschluß der Flansche dienen Hilfswinkel 70-70-9;

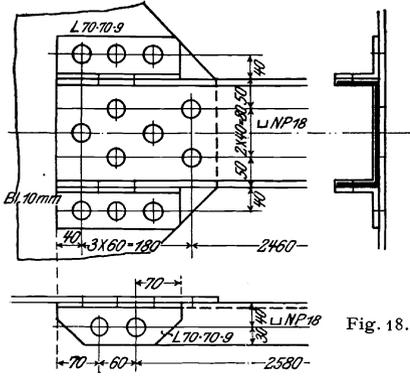


Fig. 18.

die Versetzung der Niete gegeneinander in Steg und Flansch beträgt $1,5 d = 30$ mm.

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

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

$$F = (20,0 - 2,3) 1,2 = 21,2 \text{ qcm};$$

$$F_s = \frac{3}{4} \cdot 21,2 = 28,3 \text{ qcm};$$

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

Es sind daher beiderseits des Stoßes je 6 dopschnittige Niete von 23 mm ϕ anzuordnen, wie in Fig. 19 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.

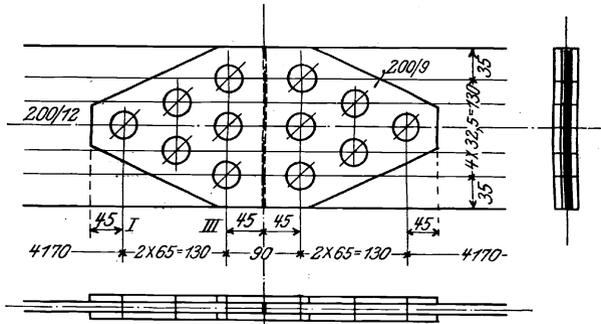


Fig. 19.

In der Nietenreihe III müssen die beiden Stoßlaschen die ganze Kraft aufnehmen. Da aber in dieser Reihe jede Lasche durch 3 Nietlöcher verschwächt 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 5. Ein I-NP.14 überträgt auf ein in seiner Verlängerung liegendes I-NP.14 einen Auflagerdruck $P = 1320$ kg (Fig. 20). Zur Übertragung dieses Druckes sollen seitlich der 5,7 mm starken Stege 2 Flacheisenlaschen angeordnet werden, die mit dem einen I-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.

$$k = 1000 \text{ kg/qcm}; \quad k_s = \frac{3}{4} k; \quad k_t = 2 k_s.$$

Auflösung. Der Anschluß ist in Fig. 21 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*:

$$H_{\max} = \frac{1}{2} \frac{6(2-1)}{2(2+1)} \frac{13200}{6,0} = 1100 \text{ kg}^1);$$

folglich nach Gl. 9: $R = \sqrt{\left(\frac{13200}{4}\right)^2 + 1100^2} = \sim 1160$ kg und daher

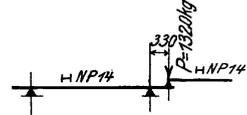


Fig. 20.

die Beanspruchung auf

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

Lochleibungsdruck $\sigma_l = \frac{1160}{1,6 \cdot 0,57} = 1170$ kg/qcm (zulässig 1500 kg/qcm).

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

aus Gl. 7) zu $d = \frac{1,8}{2 \cdot 0,57 \cdot 1} = 1,4$ cm. Mit Rücksicht auf die im Schaft auftretende (hier allerdings nur geringe) zusätzliche Biegebungsbeanspruchung (vgl. Aufg. 6) ist eine $\frac{5}{8}$ " Schraube von 16 mm Schaftdurchmesser gewählt.

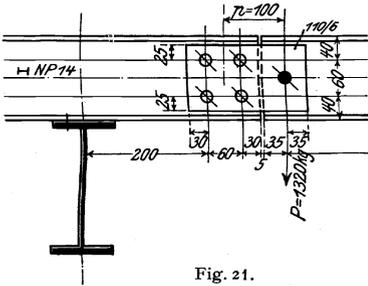


Fig. 21.

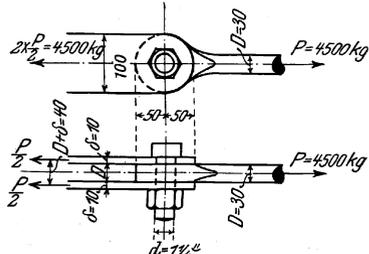


Fig. 22.

Die Laschen erleiden das Biegemoment $M = 1320 \cdot 7,0 = 9240$ cmkg, daher mit

$$J = 2 \left(\frac{0,6 \cdot 11,0^3}{12} - 2 \cdot 1,6 \cdot 0,6 \cdot 3,0^3 \right) = 99 \text{ cm}^4 \text{ und } W = \frac{99}{5,5} = 18 \text{ cm}^3$$

die Biegebungsbeanspruchung $\sigma_b = \frac{9240}{18} = 520$ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm).

Aufgabe 6. Ein Rundeisen von $D = 30$ mm ϕ überträgt die in ihm wirkende Zugkraft $P = 4500$ kg durch einen doppelschnittigen Bolzen auf 2 Flacheisenlaschen 100/10. Es ist der Bolzendurchmesser zu berechnen und der Anschluß zu zeichnen. $h = 1000$ kg/qcm; $h_s = \frac{3}{4} h$; $h_t = 2 h_s$.

Auflösung. Der Anschluß ist in Fig. 22 dargestellt. Das Rundeisen ist am Ende zu einem kreisförmigen Auge von 100 mm ϕ 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. 22 zu

$$M = \frac{P}{2} \frac{D + \delta}{2} - \frac{P}{2} \frac{D}{4} = \frac{P}{8} (D + 2\delta) \text{ oder}$$

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

¹⁾ Der Faktor $\frac{1}{2}$ muß hier in Gl. 8* hinzugefügt werden, weil in Fig. 21 je 2 Niete in jeder wagerechten Reihe stehen gegenüber je 1 Niet in Fig. 8.

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

$$\begin{aligned} \text{Abscheren} \quad \sigma_s &= \frac{4500}{2 \cdot 8,0} = 280 \text{ kg/qcm (zul. 750 kg/qcm);} \\ \text{Lochleibungsdruck} \quad \sigma_t &= \frac{4500}{2 \cdot 1,0 \cdot 3,2} = 700 \text{ kg/qcm (zul. 1500 kg/qcm);} \\ \text{Biegung} \quad \sigma_b &= \frac{2810}{3,2} = 880 \text{ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm).} \end{aligned}$$

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 Temperaturänderung um t^0 gegenüber dem umgebenden Mauerkörper (Fig. 23), 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 β 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 Querschnittsbildung, für letztere aber wegen ihrer im Vergleich zu l und l_m nur geringen Länge zulässig ist.

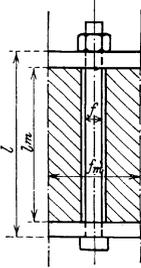


Fig. 23.

Im angespannten Zustand haben Druckkraft im Mauerkörper und Zugkraft im Anker absolut gleiche Größe β , 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 $\frac{Zl}{Ef}$ bzw. $\epsilon t l_m$ (ϵ = linearer Ausdehnungskoeffizient) gegenüber dem Mauerkörper aus; infolgedessen läßt die Anfangsspannung in diesem um einen einer gewissen Kraft α bzw. α_t entsprechenden Betrag nach; er dehnt sich um $\alpha \frac{l_m}{E_m f_m}$ bzw. $\alpha_t \frac{l_m}{E_m f_m}$; gleichzeitig verkürzt sich der Anker

gegenüber seiner Länge im angespannten Zustand um $\alpha \frac{l}{Ef}$ bzw. $\alpha_t \frac{l}{Ef}$. Nach Eintritt des Gleichgewichtszustandes folgt aus der Gleichheit der Gesamtverlängerungen für Anker und Mauerkörper

$$\begin{aligned} Z \frac{l}{Ef} - \alpha \frac{l}{Ef} &= \alpha \frac{l_m}{E_m f_m} \quad \text{der Wert } \alpha = \frac{Z}{1 + \alpha}, \text{ folglich } Z - \alpha = Z \frac{\alpha}{1 + \alpha} \\ \text{bzw. } \epsilon t l_m - \alpha_t \frac{l}{Ef} &= \alpha_t \frac{l_m}{E_m f_m} \quad \text{der Wert } \alpha_t = \frac{\epsilon E t f l_m}{1 + \alpha l}, \text{ wenn zur Abkürzung} \\ 10) \quad \alpha &= \frac{E f l_m}{E_m f_m l} \end{aligned}$$

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

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

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

$$Z_{\max} = \beta + Z \frac{\alpha}{1 + \alpha} + \alpha_t \quad \text{oder}$$

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

Die hierbei gleichzeitig im Mauerkörper auftretende größte Druckkraft berechnet sich zu

$$\beta - \frac{Z}{1 + \alpha} + \frac{1}{1 + \alpha} \epsilon E t f \frac{l_m}{l} = \frac{2}{1 + \alpha} \epsilon E t f \frac{l_m}{l}.$$

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

$$11^a) \quad \beta = Z + \varepsilon E t f \frac{l_m}{l},$$

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

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 24. Dezember 1919 für Flußeisen $k_2 = 800 \text{ kg/qcm}$.

Liegen die Anker dagegen in offenen, zur Instandhaltung des Anstrichs begehbaren Ankerschächten, so hat man je nach der Lage der Konstruktion mit einem Wärmeunterschied $t = 10^\circ$ bis 30° 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 7. Eine Rundeisenstange von $d = 75 \text{ mm } \phi$ überträgt die in ihr wirkende Zugkraft $P = 30 \text{ t}$ durch einen Keil auf ein Stahlformgußstück. Es sind die Abmessungen des Keils zu berechnen und die Verbindung aufzuzeichnen.

$k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = \frac{2}{3} k$; $k_i = 2 k_s$.

Auflösung. Die Keilverbindung ist in Fig. 24 dargestellt. Am Orte des Keils ist der Durchmesser d des Rundeisens durch Stauchen auf das größere Maß D gebracht, 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

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

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. 24 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 $h = 150 \text{ mm}$ Keilhöhe ergibt sich daher die Beanspruchung des Keils auf

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

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

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

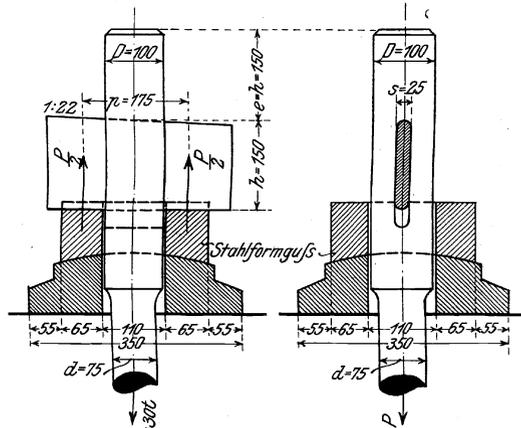


Fig. 24.

Drittes Kapitel.

Träger.

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

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

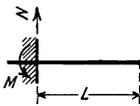


Fig. 25.

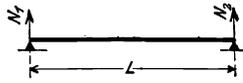


Fig. 26.

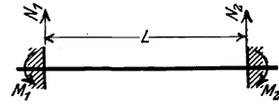


Fig. 27.

Je nach der Anzahl der Stützpunkte unterscheidet man:

a) Träger auf einem Stützpunkt (Fig. 25): eingemauerte, eingespannte oder Kragträger genannt.

b) Träger auf zwei Stützen, entweder beiderseits frei drehbar aufliegend (Fig. 26) oder einseitig bzw. zweiseitig eingespannt (Fig. 27), einfache Träger genannt, im Gegensatz zu den

c) Trägern auf mehreren Stützen, die entweder durchlaufende und dann statisch unbestimmte Träger (Fig. 28) oder aber Träger mit Gelenken (statisch bestimmte Gerber- oder Auslegerträger, Fig. 29) sind. Letztere bestehen aus 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.

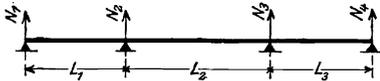


Fig. 28.

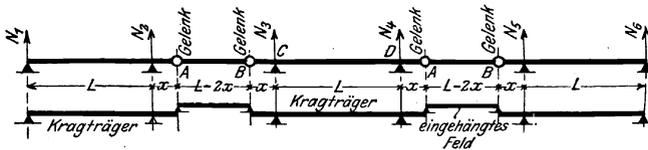


Fig. 29.

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

a) Bögen ohne Gelenke (eingespannte Bögen, Gewölbe, Fig. 30), die dreifach statisch unbestimmt sind.

b) Bögen mit einem Gelenk im Scheitel (Eingelenkbögen, Fig. 31), die zweifach statisch unbestimmt sind.

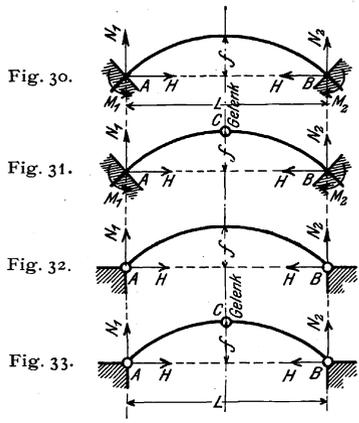
c) Bögen mit zwei Gelenken in den Kämpferpunkten (Zweigelenkbögen, Fig. 32), die einfach statisch unbestimmt sind.

d) Bögen mit drei Gelenken, je eins im Scheitel und in den Kämpferpunkten (Dreigelenkbögen, Fig. 33), die statisch bestimmt und mit den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene zu berechnen sind.

Nach der Form der Träger unterscheidet man:

a) vollwandige Träger, die der ganzen Länge nach einen ununterbrochen durchlaufenden Querschnitt zeigen (z. B. I-Träger), und

b) Fachwerkträger, die aus einzelnen Stäben zusammengesetzt sind.



A. Berechnung der Träger.

I. Vollwandige Träger.

1. Balkenträger.

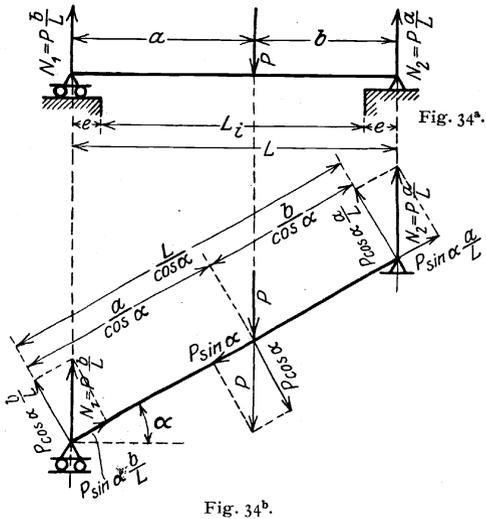
a) **Berechnung des Trägerquerschnitts.** Zur Berechnung eines Trägers (Fig. 34) müssen gegeben sein:

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 bis 0,40 m, für Brückenüberbauten zu 0,25 bis 1,00 m, mindestens aber $e = \frac{1}{40} L_i$ 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 $Q = pbL$ 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 rechtwinklig zur Trägerachse in die Seitenkräfte $P \sin \alpha$ und $P \cos \alpha$ (Fig. 34^b) zerlegt hat;

erstere beanspruchen den Träger auf Zug oder Druck, letztere erzeugen ein Biegemoment, das sich z. B. für den in Fig. 34^b dargestellten Angriff durch eine Einzellast P zu

$$M_{\max} = P \cos \alpha \frac{\frac{a}{\cos \alpha} \cdot \frac{b}{\cos \alpha}}{\frac{L}{\cos \alpha}} = P \frac{ab}{L},$$

d. h. gerade so groß wie für den wagerecht liegenden Träger (Fig. 34^a) berechnet, dessen Stützweite gleich der Projektion des schrägliegenden ist.

Aus dem berechneten Moment M_{\max} und der gegebenen zulässigen Biegebeanspruchung 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

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

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

nicht überschreiten darf. Diese Durchbiegung setzt sich aus 2 Teilen δ_1 und δ_2 zusammen, von denen der erstere (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 größerer Stützweite die Regel — in der Mitte eine Übererhöhung u (Fig. 35), die mindestens zu $u = \delta_1$ gewählt wird, so ist $\delta = \delta_2$ einzuführen.

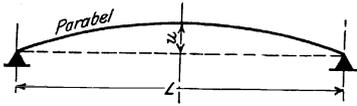


Fig. 35.

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

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

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

wo J_{\max} das größte Trägheitsmoment ist.

In jedem lotrechten Balkenquerschnitt AB (Fig. 36^a) wirkt außer dem Biegemoment M , das im Abstand y von der neutralen Achse nn die Biege- 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 lotrechte Scherkraft V . Legt man in dem sehr kleinen Abstand λ von AB einen zweiten Vertikalschnitt $A_1 B_1$ (Fig. 35^b), so ergibt sich aus der Gleichgewichtsbedingung $\Sigma M = 0$ die Beziehung $V = (M_1 - M) : \lambda$.

Wie in jedem lotrechten 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. 36^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 ξ anbringen, weil die auf die Vertikalschnitte EB und FC wirkenden wagerechten

Normalkräfte $\frac{M}{J} \sum f y$ und $\frac{M_1}{J} \sum f y$ ungleiche Größe haben. Aus der Bedingung $\sum H = 0$ ergibt sich $\mathfrak{H} = \frac{M_1 - M}{J} \sum_z f y$. Da $M_1 - M = V$ und $\sum f y$ das statische Moment S des oberhalb EF ge-

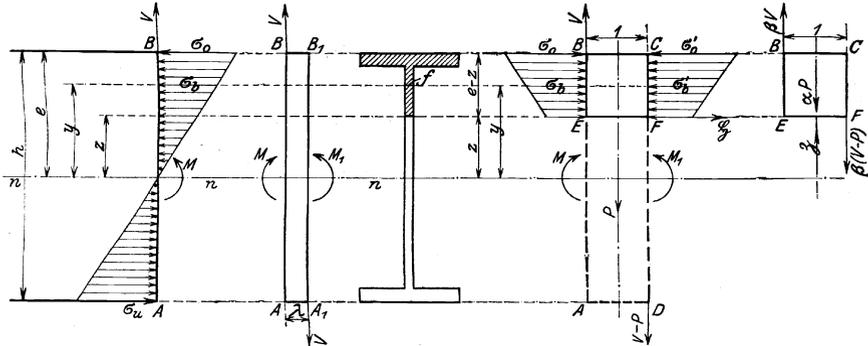


Fig. 36^a. Fig. 36^b. Fig. 36^c. Fig. 36^d. Fig. 36^e.

legenen (in Fig. 36^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

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

Sie ist an jeder Balkenstelle gleich der lotrechten 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

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

Von der lotrechten Belastung P des Balkenstücks $ABCD$ (Fig. 36^d), die sich nach irgendeinem Gesetz über die ganze Höhe $AB = h$ verteilt, entfällt auf die Höhe des Balkenstücks $BECF$ (Fig. 36^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{Z} für die Längeneinheit hinzugefügt werden, die sich aus der Bedingung $\sum V = 0$ zu

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

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 lotrechte Scherkraft V über die Balkenhöhe verteilt.

Bei Balken von I -förmigem Querschnitt (Fig. 36^e) darf aber die lotrechte Scherkraft als annähernd gleichförmig über die Höhe h des Stegs verteilt angenommen werden; die Annahme $\mathfrak{Z} = 0$ bedingt daher die Ausbildung der Konstruktion derart, daß sich auch die äußeren Kräfte (Lasten und Stützdrücke) gleichförmig über die Steghöhe h verteilen.

Der auf Grund der Gleichung $W = \frac{M_{\max}}{h_b}$ ermittelte Trägerquerschnitt kann der Abnahme der Biegemomente entsprechend allmählich verkleinert werden. Zur Berechnung des an irgendeiner Stelle x (Fig. 37) 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 gerade Linie von der Länge $0,12L$ und zwei sich an diese tangential anschließende Parabelstücke (Fig. 37) 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

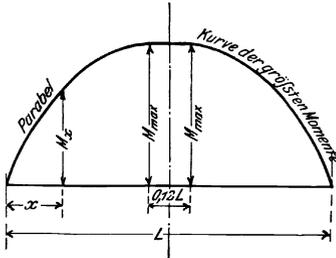


Fig. 37.

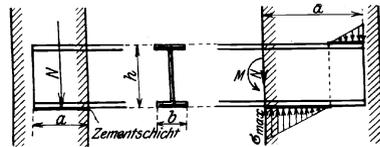


Fig. 38.

Fig. 39.

Träger mit frei drehbaren Enden (Fig. 38) die erforderliche Auflagerfläche

$$\text{zu } F = \frac{N}{k_m} \text{ und daraus die erforderliche Auflagerlänge zu } a = \frac{F}{b} = \frac{N}{bk_m};$$

eingespannten Träger (Fig. 39) 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

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

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

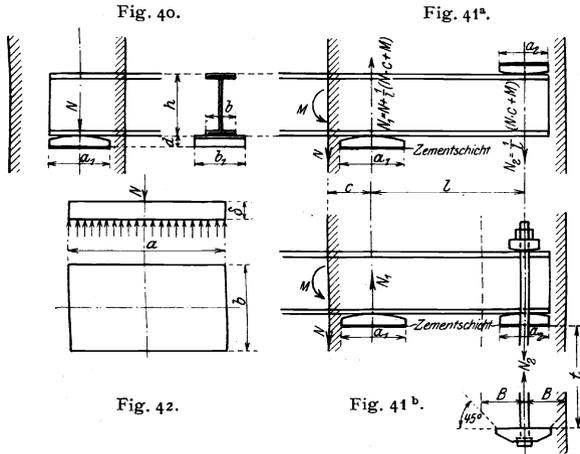
α) Vergrößerung der zulässigen Druckbeanspruchung k_m durch Anordnung von Mauerwerk aus Hartbrandziegeln in Kalkzementmörtel ($k_m = 18 \text{ kg/qcm}$) oder aus Klinkern in Zementmörtel ($k_m = 35 \text{ kg/qcm}$) oder aber durch Unterlegen eines Werksteins (z. B. Granit mit $k_m = 60 \text{ kg/qcm}$, Sand- oder Kalkstein mit $k_m = 20 \text{ kg/qcm}$) oder endlich durch Anwendung beider Maßregeln.

β) Vergrößerung der Auflagerbreite b durch Anordnung einer Auflagerplatte von der größeren Breite b_1 (Fig. 40 und 41). Die Dicke δ dieser Platte berechnet sich nach Fig. 42 (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

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

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. 41^a) zur Aufnahme des Stützdrucks N_3 oberhalb der Auflagerplatte nicht genügend oder überhaupt kein Mauergewicht zur Verfügung, so muß der Träger nach Fig 41^b bei N_3 im Mauerwerk nach unten verankert werden. Die Tiefe t der Verankerung ist so zu wählen, daß das Gewicht des auf der Ankerplatte ruhenden Mauerwerks mindestens gleich dem 1,5- bis 2,5fachen von N_3 ist.



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

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.

α) Volle senkrechte Belastung (p kg/qm Grundriß, Fig. 43).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = Q$ zu $N_1 = N_3 = \frac{Q}{2}$.

Denkt man sich die rechte Bogenhälfte entfernt und setzt für die übriggebliebene 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

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

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. 44), so erzeugen die dort wirkenden Kräfte H und

$$V_x = p \left(\frac{L}{2} - x \right) \text{ die}$$

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 $\text{tg } \varphi = \frac{8f}{L^2} \left(\frac{L}{2} - x \right)$ ist, so folgt $T_x = \frac{H}{\cos \varphi}$ und $S_x = 0$.

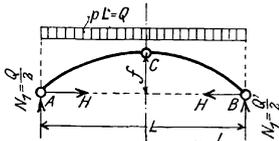


Fig. 43.

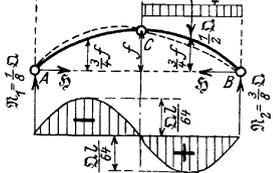


Fig. 45.

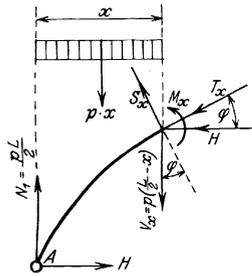


Fig. 44.

β) Einseitige senkrechte Belastung (p kg/qm Grundriß, Fig. 45).

Die senkrechten Stützdrücke berechnen sich mit $pL = Q$ zu $\mathfrak{R}_1 = \frac{1}{8} Q$ und $\mathfrak{R}_2 = \frac{3}{8} Q$. Der Horizontalschub ergibt sich auf demselben Wege wie vorher zu

$$18) \quad \mathfrak{H} = \frac{QL}{16f} = \frac{pL^2}{16f}.$$

Das mit der Polweite \mathfrak{H} 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

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

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

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

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

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 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 lotrechte 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.

a) Zylindergelenke (Fig. 46). Ist H_{\max} der größte auf das Gelenk wirkende Horizontalschub, V_{\max} die gleichzeitig mit H_{\max} auftretende lotrechte Scherkraft, so wirkt auf das Gelenk die Normalkraft

$$T = H_{\max} \cos \alpha + V_{\max} \sin \alpha$$

und die Transversalkraft

$$S = H_{\max} \sin \alpha - V_{\max} \cos \alpha,$$

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 geradeso 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 $0,8$ fache 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

β) Bolzengelenke (Fig. 47), 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. 6).

γ) Federgelenke (Fig. 48) 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 Gelenk-

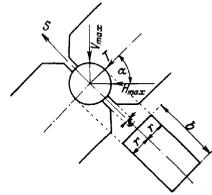


Fig. 46.

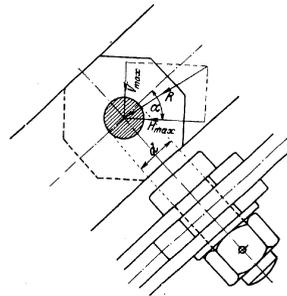
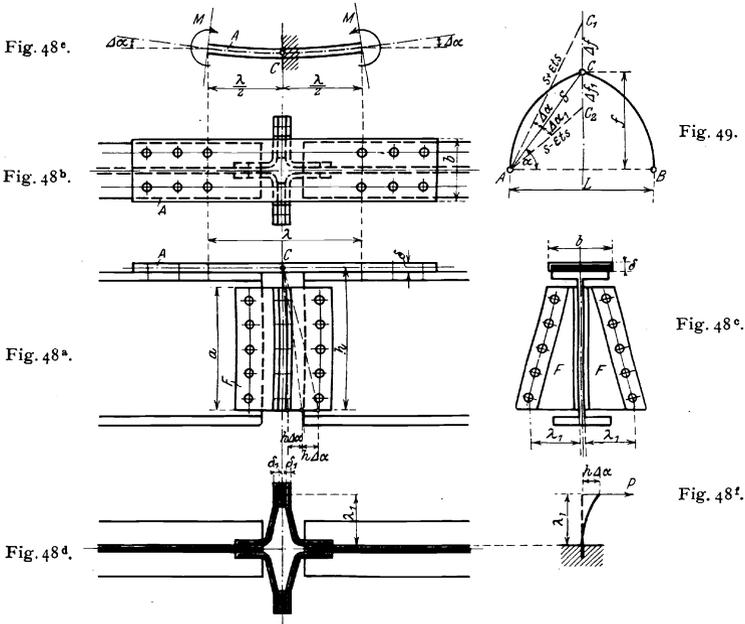


Fig. 47.

punkt 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. 48^b) und der abstehende Schenkel der 4 Winkelbleche nach unten verbreitert (Fig. 48^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 Biegespannungen σ_b bei einer Winkeländerung im Gelenkpunkt hinzu. Die Länge s der Sehne AC des Dreigelenkbogens ACB (Fig. 49) ändert sich bei einer Temperaturänderung von t^0 um ϵts ($\epsilon =$ linearer Ausdehnungskoeffizient $= 12 \cdot 10^{-6}$), wobei sich das Gelenk C um Δf hebt bzw. Δf_1 senkt. Aus $(s + \epsilon ts)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f + \Delta f)^2$ bzw. $(s - \epsilon ts)^2 = \left(\frac{L}{2}\right)^2 + (f - \Delta f_1)^2$ folgt mit Vernachlässigung der



kleinen Größen Δf^2 und Δf_1^2 der Wert $\Delta f = \Delta f_1 = \epsilon t \frac{s^2}{f}$. 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 $\sin(\alpha + \Delta \alpha_1) \sim \sin \alpha = \sin(\alpha - \Delta \alpha)$, $\sin \alpha = \frac{L}{2s}$ und $\sin \Delta \alpha \sim \Delta \alpha = \sin \Delta \alpha_1$

die Winkeländerung $\Delta \alpha = \Delta \alpha_1 = \epsilon t \frac{L}{2f}$.

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

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

ein. Der infolge dieser Winkeländerung in Platte und Feder eintretende Biegezustand ist für eine Temperaturerniedrigung in Fig. 48^a und 48^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. 48^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. $L = 20,0$ m; $f = 9,25$ m; $b = 200$ mm; $\delta = 12$ mm; $a = 400$ mm; $\delta_1 = 6$ mm; $h = 450$ mm; $\lambda = 150$ mm; $\lambda_1 = 200$ mm; $t = \pm 35^\circ$; $E = 2,15 \cdot 10^8$. Für das Scheitelgelenk sei $T = 10000$ kg und $S = 4000$ kg. Dann wird

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

$$\text{Platte } A: \sigma = \frac{10000}{20,0 \cdot 1,2} = 420 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_b = 2,15 \cdot 10^8 \cdot \frac{1,2}{15,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 170 \text{ kg/qcm};$$

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

$$\text{Feder } F: \sigma_s = \frac{4000}{2 \cdot 40,0 \cdot 0,6} = 170 \text{ kg/qcm}; \quad \sigma_{b1} = \frac{3}{2} \cdot 2,15 \cdot 10^8 \cdot \frac{0,6}{20,0} \cdot \frac{45,0}{20,0} \cdot 9 \cdot 10^{-4} = 200 \text{ kg/qcm}.$$

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 aus gebildet 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 begrenztes 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 Knotenpunktes sind zwei nicht in derselben Linie liegende neue Stäbe, zum Anschluß von $\frac{n-3}{\nu-4}$ Knotenpunkten daher $\frac{2(n-3)}{3(\nu-4)}$ voneinander unabhängige Stäbe erforderlich; das dann entstehende ebene räumliche Fachwerk von n Knotenpunkten ist durch $\frac{2(n-3)+3}{3(\nu-4)+6} = \frac{2n-3}{3\nu-6}$ Stäbe bestimmt. Das Raumfachwerk insbesondere ist auch dann innerlich unverschieblich, wenn alle es bildenden ebenen Fachwerke innerlich unverschieblich sind.

Die $\frac{2n-3}{3\nu-6}$ 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 Spannkkräfte in allen übrigen Stäben aus den drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene des Raumes eindeutig bestimmen lassen.

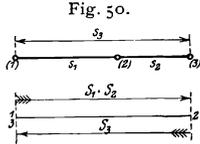


Fig. 50^a.

Beispiele sind das Dreieck (Fig. 50) Tetraeder (Fig. 51), bei dem alle $\frac{n=2\cdot 3-3=3}{\nu=3\cdot 4-6=6}$

Stäbe in einer Linie Ebene liegen; aus der beliebig angenommenen Stabkraft S_2 im Stabe s_2 ergeben sich die Spannkkräfte in den übrigen Stäben eindeutig durch den geschlossenen Kräfteplan Fig. 50^a Fig. 51^a. Ein ebenes Fachwerk von $n=6$ Knotenpunkten erfordert zur inneren Unverschieblichkeit $2n-3=9$ Stäbe; bilden 6 Stäbe die Seiten eines einem Kegelschnitt einbeschriebenen Sechsecks, die übrigen 3 aber dessen 3 Hauptdiagonalen (Fig. 52), so sind die 9 Stäbe auf Grund des Paskalschen Satzes nicht unabhängig voneinander; nimmt man z. B. die Kraft S_2 im Stabe s_2 beliebig an, so liefert der geschlossene Kräfteplan (Fig. 52^a) eindeutig die Spannkkräfte in allen übrigen Stäben.

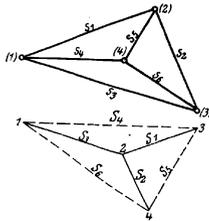


Fig. 51.

Fig. 51^a.

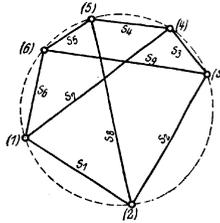


Fig. 52.

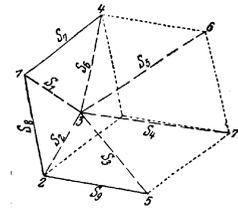


Fig. 52^a.

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

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

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

lichkeit 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.

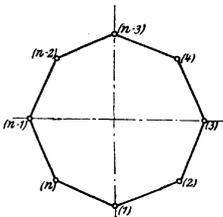


Fig. 53.

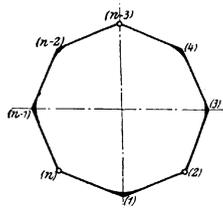


Fig. 53^a.

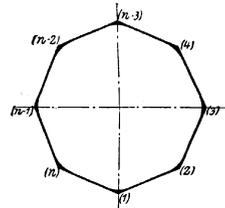


Fig. 53^b.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen Gelenkring (Fig. 53) (mit $z=s=n$) $f=n-3$; dem Raumfachwerk (Fig. 54) (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 $\varphi=2f=2n-6$.

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. 53) geht durch die biegungsfeste Ausbildung von $n - 3$ Knotenpunkten, d. h. durch Hinzufügung von $w = n - 3$ voneinander unabhängigen Winkeln in das in sich unverschiebliche Fachwerk Fig. 53* über. Das Raumfachwerk (Fig. 54) 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 statisch unbestimmten, die außer den $\frac{z = 2n - 3}{\zeta = 3\nu - 6}$ „notwendigen“ noch $\frac{r}{\varrho}$ überzählige, insgesamt also $\frac{z_r = 2n - 3 + r}{\zeta_g = 3\nu - 6 + \varrho}$ Stücke enthalten; der Grad der innerlichen statischen Unbestimmtheit wird durch die Zahl $\frac{r = z_r - 2n + 3}{\varrho = \zeta_g - 3\nu + 6}$ angegeben.

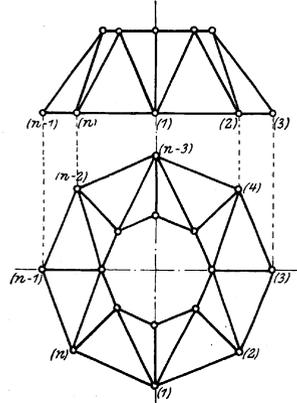


Fig. 54.

Er beträgt z. B. bei dem n -eckigen, gelenklosen (biegungsfesten) Stabring (Fig. 53b) mit $s = n$ Seiten, $w = n$ Winkeln (daher $z_r = s + w = 2n$) $r = 2n - 2n + 3 = 3$; dem Raumfachwerk (Fig. 54) mit gelenklosem oberem und unterem Ring bei $\nu = 2n$ Knotenpunkten, $\sigma = 4n$ Seiten, $\omega = 2n$ Winkeln (daher $\zeta_g = \sigma + \omega = 6n$) $\varrho = 6n - 3 \cdot 2n + 6 = 6$.

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

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

$$\begin{aligned} \text{null, so ist } & \frac{n = n_1 + n_2}{\nu = \nu_1 + \nu_2} \text{ und } \frac{e = [2(n_1 + n_2) - 3] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{\varepsilon = [3(\nu_1 + \nu_2) - 6] - [(3\nu_1 - 6) + (3\nu_2 - 6)]} = \begin{matrix} \text{drei} \\ \text{sechs} \end{matrix}; \\ \text{eins, so ist } & \frac{n = n_1 + n_2 - 1}{\nu = \nu_1 + \nu_2 - 1} \text{ und } \frac{e = 2[n_1 + (n_2 - 1)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)]}{\varepsilon = 3[\nu_1 + (\nu_2 - 1)] - 6 - [(3\nu_1 - 6) + (3\nu_2 - 6)]} = \begin{matrix} \text{eins} \\ \text{drei} \end{matrix}; \\ \text{zwei, so ist } & \frac{n = n_1 + n_2 - 2}{\nu = \nu_1 + \nu_2 - 2} \text{ und } \frac{e = 2[n_1 + (n_2 - 2)] - 3 - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)]}{\varepsilon = 3[\nu_1 + (\nu_2 - 2)] - 6 - [(3\nu_1 - 6) + (3\nu_2 - 7)]} = \begin{matrix} \text{null} \\ \text{eins} \end{matrix}. \end{aligned}$$

Haben daher zwei in sich unverschiebliche in derselben Ebene liegende räumliche Scheiben mehr als einen Knotenpunkte gemeinsam, so bilden sie zusammen ein in sich unverschiebliches ebenes 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 ν neuen, unter sich und von den vorhandenen unabhängigen Stücken zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk von ν Knotenpunkten miteinander verbunden werden. Ist die Zahl der den beiden Scheiben gemeinsamen Knotenpunkte gleich

null, so ist $v = n_1 + n_2$ und
 $v = [3(n_1 + n_2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2$;
 eins, so ist $v = n_1 + n_2 - 1$ und
 $v = [3(n_1 + n_2 - 1) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 3)] = n_1 + n_2 - 3$;
 zwei, so ist $v = n_1 + n_2 - 2$ und
 $v = [3(n_1 + n_2 - 2) - 6] - [(2n_1 - 3) + (2n_2 - 4)] = n_1 + n_2 - 5$.

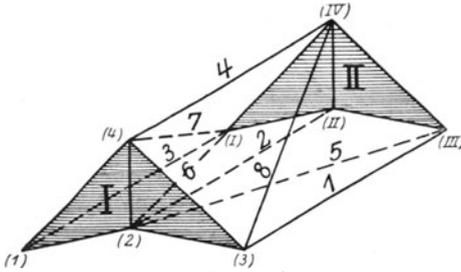


Fig. 55.

Für die beiden ebenen Scheiben I und II (Fig. 55) ohne gemeinsamen Knotenpunkt wird mit $n_1 = 4$ und $n_2 = 4$ die Zahl der hinzuzufügenden Stäbe $v = 8$; es sind daher zwischen den Knotenpunkten beider Scheiben die in Fig. 55 mit 1 bis 8 bezeichneten Stäbe einzuziehen, um beide zu einem in sich unverschieblichen Raumbauwerk zu verbinden.

B. Seine Lage nach oder äußerlich unverschieblich ist das räumliche ebene Fachwerk, wenn die auf es in seiner eigenen Ebene wirkenden äußeren Kräfte beliebig sind.

beren Kräfte miteinander im Gleichgewicht sind.

Soll die Berechnung des ebenen räumlichen Fachwerks mit Hilfe der drei Gleichgewichtsbedingungen der Ebene des Raumes möglich sein, so dürfen die äußeren Kräfte bis auf drei beliebig gewählt werden. In diesem Falle darf daher die Anzahl $\frac{a}{\alpha}$ der zur Auflagerung des ebenen räumlichen Fachwerks dienenden unbekannt, voneinander unabhängigen Stützdrücke höchstens $\frac{drei}{sechs}$ betragen; geradeso groß ist aber nach $Ad\alpha$ auch die Zahl $\frac{e}{e}$ der voneinander unabhängigen Stücke, die zur Verbindung des ebenen räumlichen Fachwerks mit der als ebenes räumliches Fachwerk betrachteten Erde zu einer ebenen räumlichen Scheibe erforderlich ist. Die Stützdrücke darf man daher auch durch Auflagerstäbe ersetzen, die das ebene räumliche Fachwerk mit der Erde verbinden.

Um voneinander unabhängig zu sein, dürfen die $\frac{drei}{sechs}$ Stützdrücke sich weder in einem Punkte 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;

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

b) Die Stützung der Fachwerke kann erfolgen durch:

α) Punktaufleger (Fig. 56): 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. 56) auftreten. Das Punktaufleger kann durch drei nicht in derselben Ebene liegende Auflagerstäbe ersetzt werden, die das Fachwerk mit der festen Erde verbinden.

β) Linienaufleger (Fig. 57): der Auflagerpunkt ist in einer Linie (l in Fig. 57) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung) in die

rechtwinklig zu dieser Linie liegende Ebene fällt, während er der Richtung und Größe nach unbekannt bleibt, so daß zwei Unbekannte (z. B. die 2 Seitenkräfte N und H in Fig. 57) auftreten, die durch zwei in jener Ebene, aber nicht in derselben Geraden liegende Auflagerstäbe (Pendelstützen) ersetzt werden können.

γ) Flächenaufleger (Fig. 58): der Auflagerpunkt ist auf einer Ebene ($l_1 l_2$ in Fig. 58) verschieblich geführt, so daß der Stützdruck (bei Vernachlässigung der Reibung)

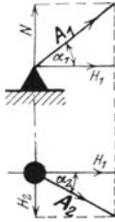


Fig. 56.

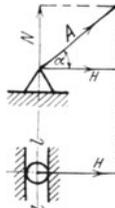


Fig. 57.

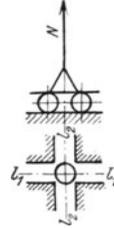


Fig. 58.

rechtwinklig zu dieser Ebene wirkt und nur der Größe nach unbekannt bleibt, so daß nur eine Unbekannte (N in Fig. 58) 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. h. 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 unabhängigen Stützdrücke zu ersetzen, so daß dann die Gesamtzahl der voneinander unabhängigen Stützdrücke $\frac{a_1=f+3+m}{\alpha_1=\varphi+6+\mu}$ beträgt. Ist dabei $\frac{m=0}{\mu=0}$, so ist der entstandene Fachwerkträger statisch bestimmt, im anderen Falle $\frac{m}{\mu}$ fach statisch unbestimmt. Bedingung für seine Brauchbarkeit ist aber, daß von jedem Knotenpunkt des $\frac{\text{ebenen}}{\text{räumlichen}}$ Fachwerkträgers mindestens $\frac{\text{zwei}}{\text{drei}}$ nicht in derselben $\frac{\text{geraden Linie}}{\text{Ebene}}$ liegende Stäbe ausgehen.

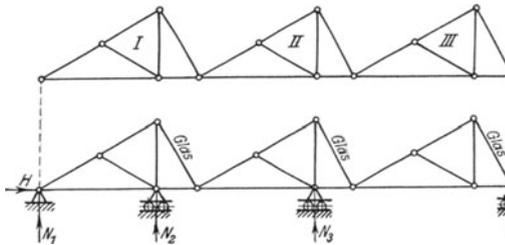


Fig. 59.

Fig. 59a.

Das ebene Fachwerk Fig. 59 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 erweiterten 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. 59^a über.

Das räumliche Fachwerk Fig. 54 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. 79 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 un-

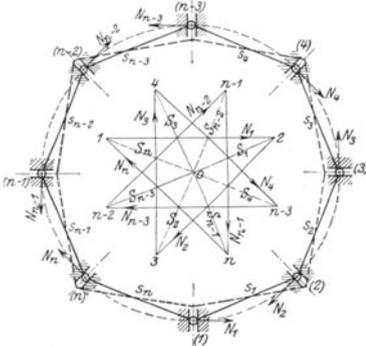


Fig. 60 und 60^a.

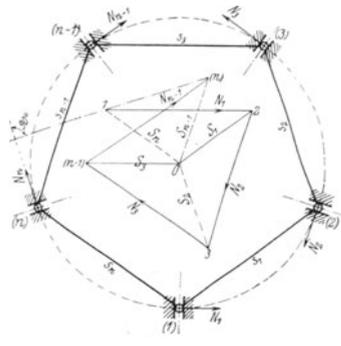


Fig. 61 und 61^a.

endlich 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 ^{drei}/_{sechs} Gleichgewichtsbedingungen ^{der Ebene}/_{des Raumes} berechnen lassen. Für den n -eckigen Gelenkring von gerader Seitenanzahl, dessen Knotenpunkte auf dem Umfang eines Kreises liegen (Fig. 60), ist beispielsweise $f=n-3$; daher bei Voraussetzung der statischen Bestimmtheit $a_1=f+3=n$. Läßt man diese n Stützdrücke tangential zum Umkreis wirken, so daß also die n Knotenpunkte radial verschieblich geführt sind, und nimmt etwa N_1 beliebig an, so ergibt der Kräfteplan (Fig. 60^a) die letzte Seite $1n$ parallel zu N_n , so daß die n Stützdrücke ein geschlossenes Kräfteviereck (Fig. 60^a)

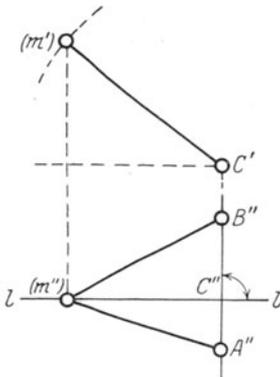


Fig. 62.

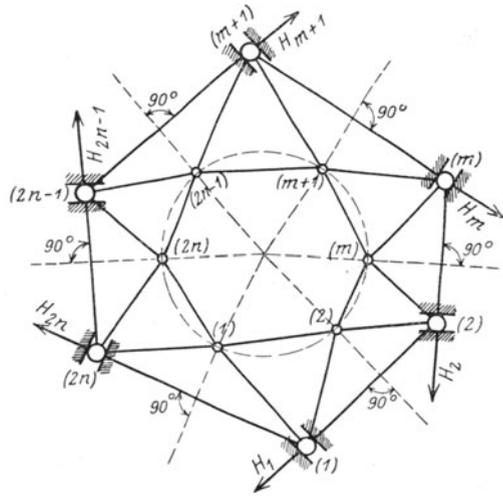


Fig. 63.

und ein geschlossenes Seileck (Fig. 60 mit dem Pol o in Fig. 60^a), also ein Gleichgewichtssystem bilden; der Gelenkring ist daher in sich verschieblich: man kann die ungeraden Knotenpunkte um ein kleines Maß nach innen, die geraden nach außen verschieben, wie es in Fig. 60 gestrichelt angedeutet ist, ohne die Längen der Stäbe s zu ändern. Bei einem Sehnenvieleck von ungerader Seitenanzahl (Fig. 61) bilden die tangential zum Umkreis angeordneten Stützdrücke kein inneres Gleichgewichtssystem, da sich nach Annahme eines beliebigen Wertes für N_1 die letzte Seite $1n$ im Kräfteplan nicht parallel zu N_n ergibt; für den in Fig. 61 vorausgesetzten Fall eines regelmäßigen Vielecks von ungerader Seitenanzahl wird $1n \perp N_n$.

Die Führung eines Knotenpunkts (m) der Fig. 60 und 61 in einer geraden Linie $l-l$ kann, wie in Fig. 62 in Auf- und Grundriß dargestellt, auch dadurch erreicht werden, daß man ihn durch 2 Stäbe an 2 feste Punkte A und B der Erde anschließt, deren Verbindungslinie $A''B''$ im Punkte C'' rechtwinklig zur Führungsgeraden $l-l$ steht; der Punkt (m) kann sich dann unter gleichzeitiger Hebung bzw. Senkung in einem Kreisbogen vom Radius $m'C'$ bewegen. Daraus folgt die Verschieblichkeit des in Fig. 63 im Grundriß dargestellten Raumbachwerks, bei dem die Knotenpunkte des oberen Ringes von gerader Seitenanzahl auf dem Umfange eines Kreises, die Seiten des unteren Ringes aber rechtwinklig zu den im Grundriß durch die oberen Knotenpunkte gezogenen Radien liegen; die Knotenpunkte des oberen Ringes können sich im Grundriß radial verschieben, wobei sie sich gleichzeitig im Aufriß um die gegenüberliegenden Seiten des unteren Ringes drehen.

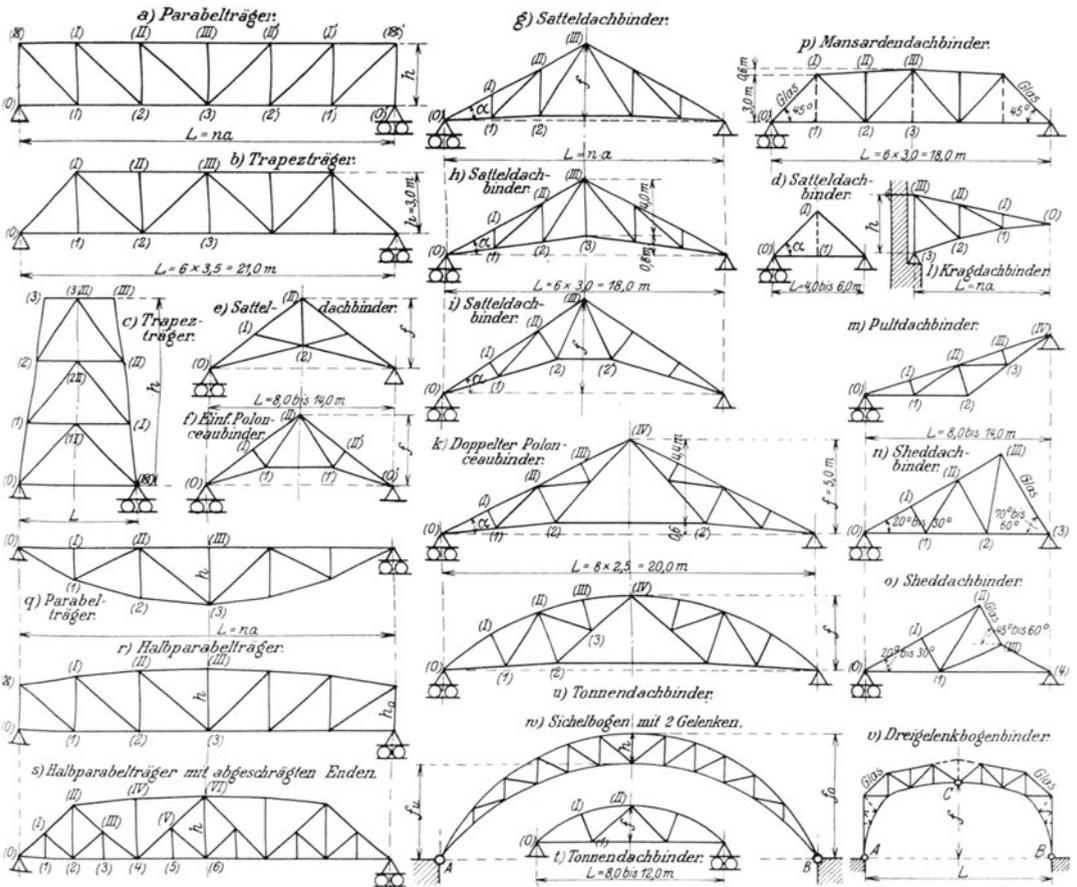


Fig. 64.

5. Die für die Anwendung wichtigsten **ebenen** Fachwerke werden durch Aneinanderreihen 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 Diagonalen — Senkrechte, Vertikale, Pfosten oder Ständer — Wagerrechte, Horizontale oder Riegel) heißen. Die wichtigsten ebenen Fachwerkträger sind:

a) **Parallel- und Trapezträger** (Fig. 64^a—64^c): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Parallelogramms oder Trapezes.

b) **Dreieck- und Binderträger** (Fig. 64^d—64^p): die Knotenpunkte der Gurtungen liegen auf dem Umfang eines Sattels, Pult-, Shed-, Mansarden- oder Kniestockdachs.

c) **Kreis-, Parabel- und Ellipsenträger** (Fig. 64^q—64^u): die Knotenpunkte einer oder auch beider Gurtungen liegen auf einer Kreis- oder Korbbogenlinie, 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; solange man nur die äußere Verschieblichkeit des Fachwerks in seiner eigenen Ebene betrachtet, darf man ersteres das feste, letzteres das bewegliche Auflager nennen. Rechtwinklig zur Fachwerkebene setzen diese 3 Stützdrücke einer Verschiebung des ganzen Trägers keinen Widerstand entgegen.

d) **Bogenfachwerkträger** (Fig. 64^v—64^w): ersetzt man in den Fig. 30 und 32 den vollwandigen Bogen AB bzw. in den Fig. 31 und 33 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. 64^v und 64^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 meist parallelen Vielecken, den beiden Grundfachwerken (dem unteren Fußring und dem oberen Nabel- oder Laternenring), und den diese verbindenden Mantelfachwerken von Dreieck, Rechteck- oder Trapezform. Artet eins der beiden Grundfachwerke in einen einzigen Knotenpunkt aus (Fig. 65), so heißt das Raumbachwerk 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. 79 und 80), so ist das Raumbachwerk ein eingeschossiges, im Gegenfalle ein mehrgeschossiges (Zwischenringe Fig. 65, 66 und 82). Die wichtigsten Raumbachwerkträger sind:

A. Schwedlersche Raumbachwerke: Fuß-, Laternen- und Zwischenringe bilden n -ecke, die in parallelen (meist wagerechten) Ebenen derart liegen, daß ihre entsprechenden Seiten parallel sind, die Mantelfachwerke daher Trapeze bzw. bei lotrecht stehenden Geschossen Rechtecke bilden. Sind alle Ringe regelmäßige Vielecke und gleichzeitig die Meridianstäbe ein und desselben Geschosses alle gleich lang, so heißt das Raumbachwerk ein regelmäßiges. Man unterscheidet:

a) **Prismen- und Pyramidenfachwerkträger** (Turmfachwerke, Pfeiler, Zeltdächer, Fig. 65 bis 66): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche eines Prismas oder einer Pyramide.

Für Fig. 65 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 $n - 3$ Flächenaufleger mit $3 \cdot 2 + (n - 3) \cdot 1 = n + 3$ Stützdrücken (n lotrechte 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 z in sich unverschieblichen ebenen Fachwerken von je n Knotenpunkten (ABA_1B_1 und CDC_1D_1 in Fig. 67) zu einem in sich unverschieblichen Fachwerk von $v=2n$ Knotenpunkten durch Hinzufügung von $2n$ unter sich und von den vorhandenen unabhängigen neuen Stäben.

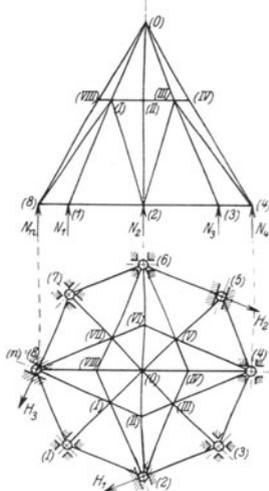


Fig. 65.

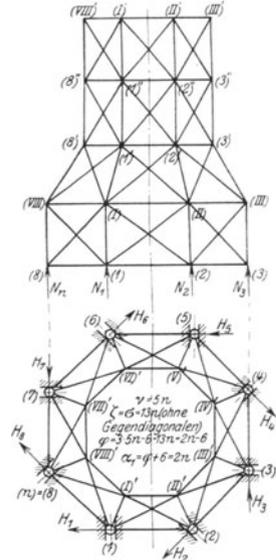


Fig. 66.

Die beiden ebenen Fachwerke sollen in erster Linie die senkrechten Lasten aufnehmen und heißen die Hauptträger, die $2n$ neuen Stäbe aber dienen hauptsächlich

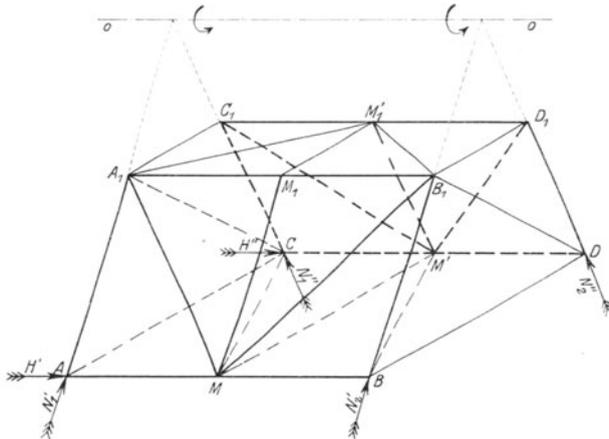


Fig. 67.

zur Aufnahme der wagerechten Lasten und heißen Verbände, und zwar die in den Ebenen der Hauptträgergurtungen liegenden die wagerechten oder Windver-

bände ($ABCD$ und $A_1B_1C_1D_1$ in Fig. 67), die in den Ebenen der Füllungsstäbe liegenden aber die senkrechten oder Querverbände (ACA_1C_1 und BDB_1D_1 in Fig. 67). War jedes der beiden ebenen Fachwerke durch ein Linien- und ein Flächenauflager, insgesamt also durch 3 Auflagerdrücke (N_1, N_2 und H in Fig. 67) vollständig gestützt, so besitzt das entstandene Raumbachwerk zwar $2 \times 3 = 6$ Stützdrücke; da aber je 3 dieser Stützdrücke und daher auch ihre Resultierende in ein und derselben Ebene ($\frac{N_1', N_2', H'}{N_1'', N_2'', H''}$ in der Ebene $\frac{ABA_1B_1}{CDC_1D_1}$) 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 Raumbachwerk 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

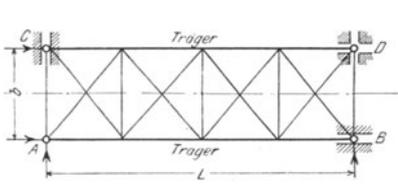


Fig. 68.

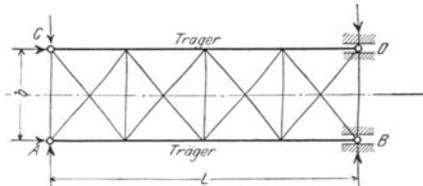


Fig. 69.

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. 68 vor, indem man das Flächenauflager 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. 69, indem man C in ein Punkt-

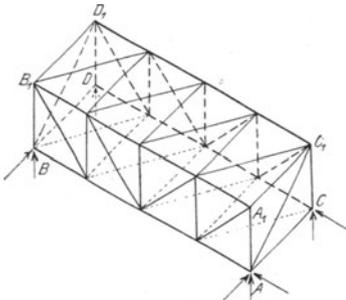


Fig. 70.

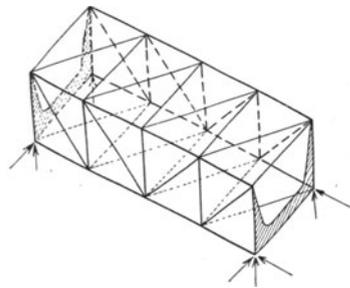


Fig. 71.

und D in ein Linienauflager verwandelt; man dürfte jetzt die Stäbe AC und BD fortlassen, behält sie aber meistens aus konstruktiven Gründen bei.

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. 70). Der in der Auf-

lagerebene 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. 71) oder aber die beiden oberen Punkte A_1, C_1 und B_1, D_1 (Fig. 72) oder aber endlich die oberen und die unteren Punkte (Fig. 73) biegungsfest (Fig. 72 und 73) oder als ebene Scheiben (Fig. 72) ausgebildet.

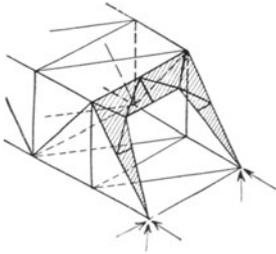


Fig. 72.

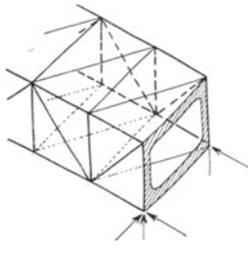


Fig. 73.

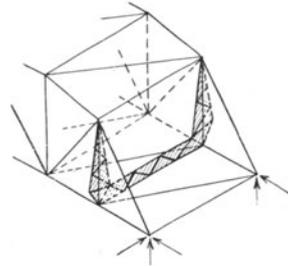


Fig. 74.

Bei Trägern mit abgeschrägten 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. 72) oder in der Ebene einer Zwischenvertikalen (Fig. 74).

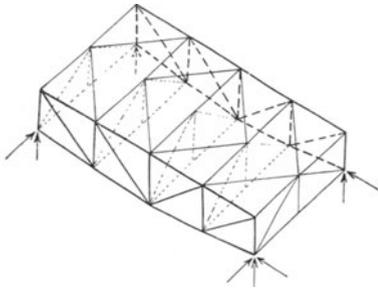


Fig. 75.

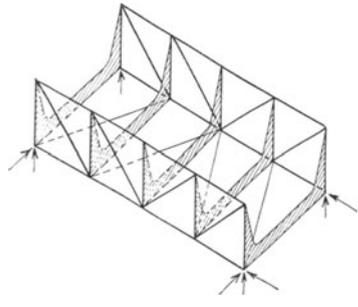


Fig. 76.

β) Anordnung eines Windverbands in der Ebene der oberen (Fig. 75) oder der unteren (Fig. 76) Hauptträgergurtungen und Querverbände in allen Vertikalebene. Muß der Raum zwischen den Hauptträgern zur Durchfahrt frei bleiben, hat also den Verschieblichkeitsgrad $f = 2 \cdot 4 - 3 - 3 = 2$, 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 Raumfachwerk 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.

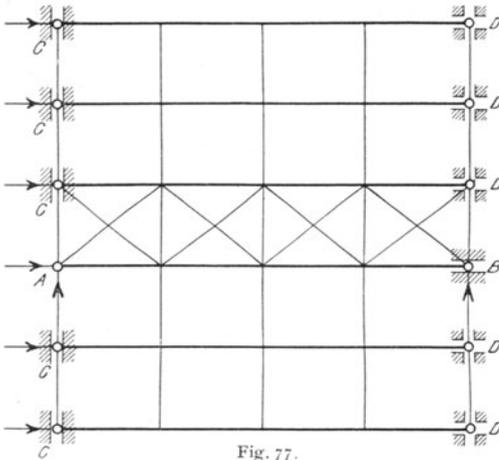


Fig. 77.

An zwei zu einem innerlich und äußerlich unverschieblichem Raumfachwerk miteinander verbundene Hauptträger können daher beiderseits beliebig viele neue Hauptträger dadurch hinreichend angeschlossen werden, daß jeder Knotenpunkt eines neu hinzukommenden Trägers mit dem entsprechenden Knotenpunkt des nächst vorhergehenden durch einen Stab verbunden wird (Fig. 77). Jeder neu hinzukommende Träger erhält dabei ein Linien- und ein Flächenauflager (C und D). Ordnet man aber wegen der Längenänderungen bei Temperaturschwankungen in diesen n neuen Verbindungsstäben bewegliche Gelenke (g in Fig. 78) an, so müssen an jeder Seite eines solchen mit Gelenken versehenen Feldes je 2 Hauptträger durch Wind- und Querverbände zu einem in sich unverschieblichen Raumfachwerk miteinander verbunden werden.

b) Kuppelfachwerkträger (Fig. 79): die räumlichen Knotenpunkte liegen auf der Oberfläche einer Kugel (oder eines krummflächigen Umdrehungskörpers).

Für die Kuppel Fig. 79 ist $\varphi = 2n - 6$, daher $\alpha_1 = \varphi + 6 = 2n$. Wird die Kuppel durch die in Fig. 79 gestrichelten Stäbe (senkrechter Laternenaufsatz mit Zelt Dachabdeckung) 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 Linienauflager und $n - 3$ Flächenauflager erforderlich; läßt man aber die n Linienauflager mit ihren $2n$ Stützdrücken bestehen, so wird die Kuppel $\mu = 2n - (n + 3) = (n - 3)$ fach äußerlich statisch unbestimmt.

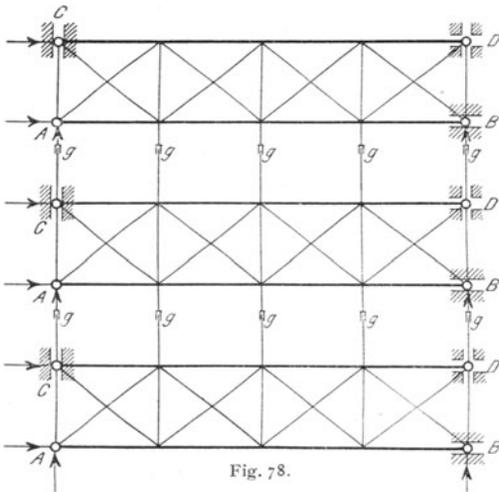


Fig. 78.

Ordnet man bei der oben offenen Kuppel in den Knotenpunkten des Fußrings Punktauflager mit je 3 Stützdrücken (1 lotrechten und 2 wagerechten, Fig. 56) an und läßt dafür die n Stäbe s_1 bis s_n des Fußrings fort, so bleibt das Raumfachwerk statisch bestimmt.

B. Zimmermannsche

Raumfachwerke (Fig. 80): Schiedlerfachwerke, bei denen die Ecken des unteren Grundfachwerks abgechrägt sind, so daß dieses doppelt soviel Knotenpunkte wie das obere erhält und die Mantelfachwerke abwechselnd Dreiecke (Eckfache) und Trapeze bzw. Rechtecke (Mittelfache) sind.

Die Ecken des unteren Grundfachwerks sind abwechselnd in Linien- und Flächenauflagern geführt; es ist $\nu = 3n$, $\zeta = \sigma = 6n$, $\varphi = 3n - 6$, daher $\alpha_1 = \varphi + 6 = 3n$; vorhanden sind $2n$ lotrechte und n wagerechte, insgesamt $3n$ Stützdrücke.

C. Scheibenraumfachwerke (Fig. 81): Schwedlerfachwerke, 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.

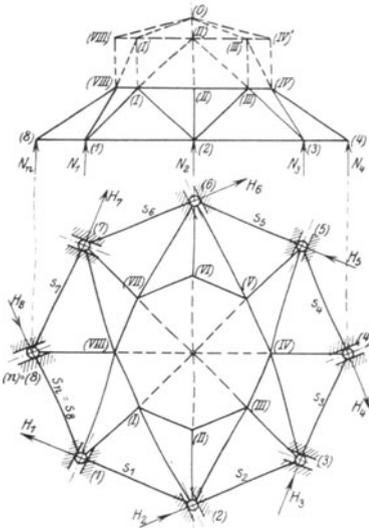


Fig. 79.

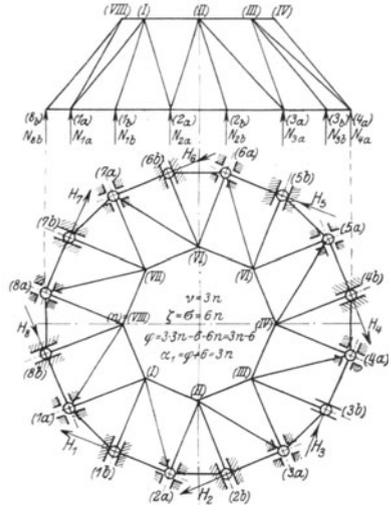


Fig. 80.

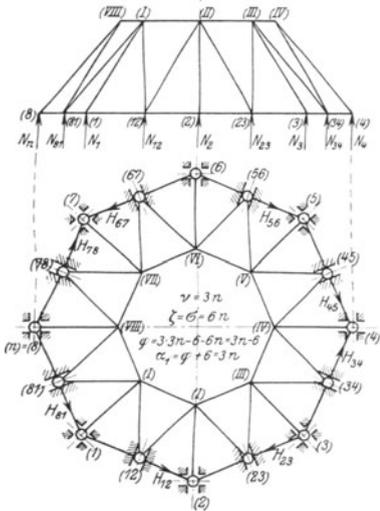


Fig. 81.

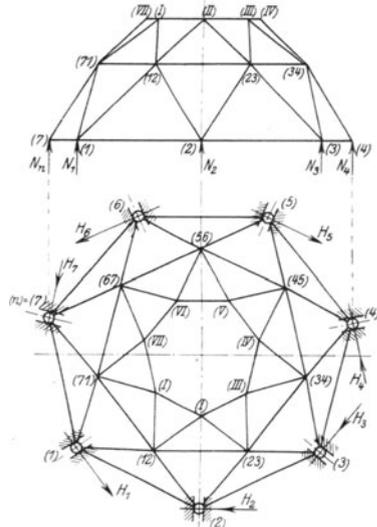


Fig. 82.

An Stelle der n Linienauflager der Fig. 79 treten hier n Linien- und n Flächenauflager mit insgesamt $2n + n = 3n$ Stützdrücken; mit $v = n + 2n = 3n$ 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 Mantelfach-

dreiecken 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.

D. Netzwerkraumfachwerke (Fig. 82): Schwedlerfachwerke, bei denen jeder zweite Ring gegen den vorhergehenden gedreht ist, so daß die Mantelfachwerke in Dreiecke übergehen.

Netzwerkfachwerke sind regelmäßig, wenn alle Ringe wie in Fig. 82 regelmäßige n -Ecke bilden und der Drehwinkel des einen Rings gegenüber dem nachfolgenden gleich dem halben Zentriwinkel des n -Ecks ist. Regelmäßige Netzwerke von gerader Ringseitenzahl sind daher nach Fig. 63 wegen ihrer Verschieblichkeit unbrauchbar. Bei unregelmäßigen Netzwerken ist die Frage ihrer Brauchbarkeit auf Grund der an Fig. 63 geknüpften Bemerkungen leicht zu entscheiden.

In Fig. 82 ist $\varphi = 2(n-3)$, daher $\alpha_1 = 2(n-3) + 6 = 2n$; daher sind in den n Knotenpunkten des Fußrings n Linienauflager mit $2n$ Stützdrücken angeordnet.

1. Berechnung der Stabkräfte.

Zur Berechnung eines Fachwerkträgers müssen dieselben Größen L , b , ϕ , 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 Spannkraften 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.

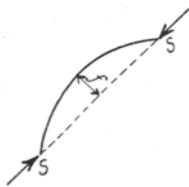


Fig. 83.

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. 83). Ist f die Pfeilhöhe der Krümmung, so ist das größte auftretende Moment $M = \pm Sf$, 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.

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 Teils verbunden, derart, daß die ursprünglich gerade Achse AB (Fig. 84) 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 „Druckgurts“ 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.

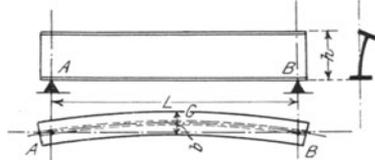


Fig. 84.

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 H-förmige Querschnitt.

Beispielsweise hat das Flacheisen $300/44$ 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 H-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 A-Eisen verwendet.

Eine Verstärkung der gewalzten Träger kann erzielt werden durch:

α) auf- und untergelegte Flacheisen (Gurtplatten oder Lamellen, Fig. 85). 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.

Die horizontale Scherkraft H (Fig. 86) für den Nietabstand t berechnet sich nach Gl. 14 zu $H = \frac{V}{J} t$ $= V \frac{S}{J} t$; 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

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

wobei J das Trägheitsmoment des ganzen Querschnitts, S das statische Moment der an einen Flansch angeschlossenen Lamellen (beide ohne Nietverschwächung) bedeutet (Beispiel vgl. Aufg. 74). Die Scherkraft V nimmt ihren größten Wert $V_{\max} = N$ am Auflager an; die hier erforderliche

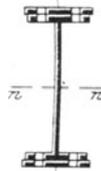


Fig. 85.

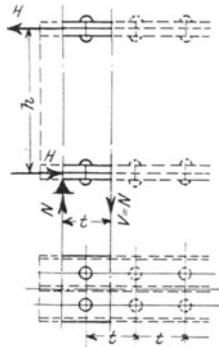


Fig. 86.

kleinste Nietteilung t_{\min} kann der Abnahme der Scherkraft entsprechend allmählich vergrößert werden, darf aber das Maß

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

nicht überschreiten.

β) Verdoppelung bzw. Vervielfachung der Träger (Fig. 87). 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.

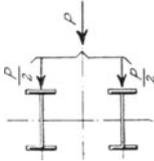


Fig. 87.

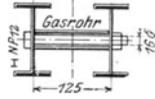


Fig. 88.

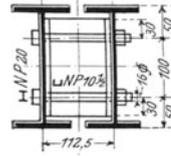


Fig. 89.

Bei Trägern von geringer Höhe, wie sie besonders zur Überdeckung von Maueröffnungen dienen, erfolgt die Verbindung durch Schraubenbolzen mit übergeschobenem Gasrohrstück (Fig. 88) oder besser mit eingeschaltetem I-Eisenstück (Fig. 89).

Bei größerer Trägerhöhe sind dagegen stets besondere Zwischenstücke aus Gußeisen anzuordnen (Fig. 90), 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 eingezogen.

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.

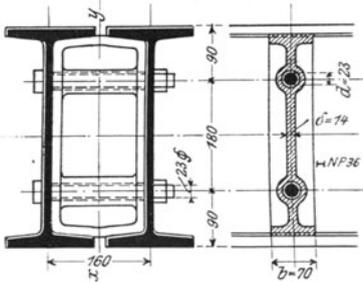


Fig. 90.

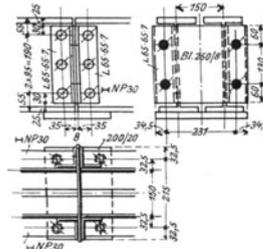


Fig. 91.

Gestattet der Zwischenraum zwischen den Trägern das Nieten, so können auch genietete „Querverbindungen“ angeordnet werden; eine solche ist in Fig. 91 für die über einem Auflagerpunkt liegende Stoßstelle eines Doppelträgers dargestellt: an den Trägerenden sind Winkelisen 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 I-Profile, der „Blechträger“, vorteilhafter, die aus einem lotrechten, oben und unten durch je 2

gleichschenklige oder ungleichschenklige „Gurtwinkel“ gesäumten „Stehblech“ (Fig. 92^a) und meist Lamellen (Fig. 92^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. 93) oder aber meist aus Stehblechen, Gurtwinkeln und Lamellen (Fig. 94) bestehen.

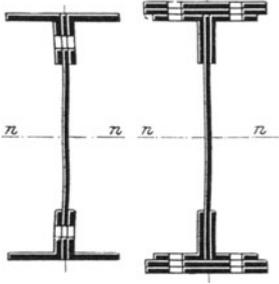
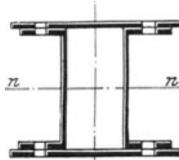
Fig. 92^a.Fig. 92^b.

Fig. 93.

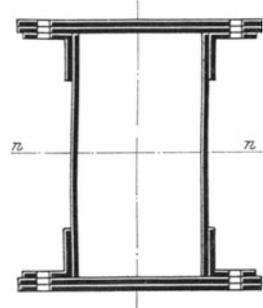


Fig. 94.

Hätte z. B. die Rechnung ein erforderliches Widerstandsmoment $W = 7200 \text{ cm}^3$ ergeben, so würden 2 I-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. 108 $\left(\frac{900}{12} + 4 \left| 120 : 11 + 2 \frac{260}{12} \right.\right)$ 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 Werkstathtarbeit 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) Verringerung der Stehblechhöhe, sei es durch Fortlassen der Lamellen. Aus der in Fig. 37 dargestellten Kurve der größten Momente und aus der gegebenen zulässigen Biegebeanspruchung k_b ergibt sich unmittelbar die in Fig. 95 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. 95 dargestellte treppenförmige Linie, die die Kurve der größten erforderlichen Widerstandsmomente umschließen muß und daher unmittelbar 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.

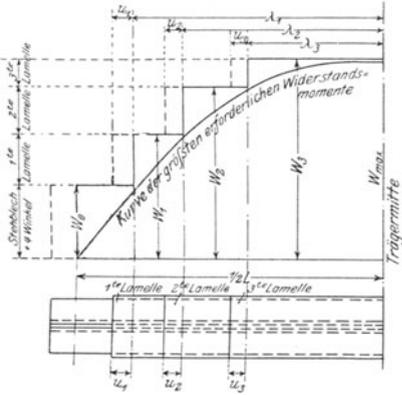


Fig. 95.

Das an der Stelle x (Fig. 37) 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 $\Delta \frac{2\lambda_x}{L} : \Delta \frac{W_x}{W_{\max}}$ geradlinig eingeschaltet werden.

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

Die horizontale Scherkraft H (Fig. 96) 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

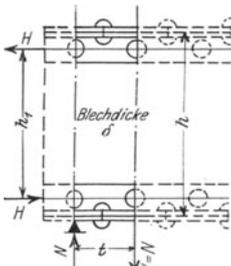


Fig. 96.

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 $H = d \delta k_1 = 2 d \delta k_s$. Aus beiden Gleichungen folgt die Nietteilung

$$26) \quad t = \frac{d \delta k_1 S}{V J} = \frac{2 d \delta k_s S}{V J},$$

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.



Fig. 97.

Aufgabe 8. 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. 105, der Querschnitt am Auflager in Fig. 97 dargestellt. Es sind die Nietteilungen an beiden Orten zu berechnen. $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$; $k_1 = 2 k_s$.

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. 105) 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 $t = \frac{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2 \cdot 750}{9320} \cdot 93 = 41,4 \text{ cm}$; da $t > 8d$ wird, so ist $d_{\max} = 6d$ bis $8d = 138$ bis 184 mm zu wählen.

Für die Nietteilung zwischen Lamellen und Gurtwinkeln wird $S_1 = 2 \cdot 30,0 \cdot 41,2 = 2470 \text{ cm}^2$, $\frac{J}{S_1} = 145 \text{ cm}$, 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 $2F \left(\frac{h}{2}\right)^2 = \frac{Fh^2}{2}$, wo F die Querschnittsfläche einer Gurtung (2 Winkel + Lamellen, Fig. 98) bedeutet; daraus ergibt sich das Widerstandsmoment genau genug zu $J: \frac{h}{2} = Fh$ 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.

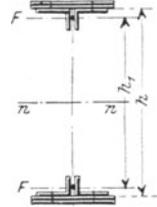


Fig. 98.

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. 84 ausgesetzt; sie wird noch dadurch erhöht, daß das Stehblech an den Angriffspunkten größerer Einzelasten infolge seines der lotrechten Schwerachse sehr kleinen Trägheitsmoments durch die Kraft β (Fig. 36^e) zusammengedrückt wird, also die in Fig. 99 angedeutete

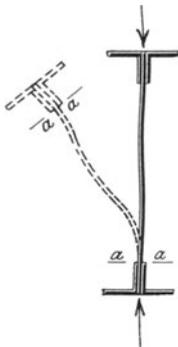


Fig. 99.

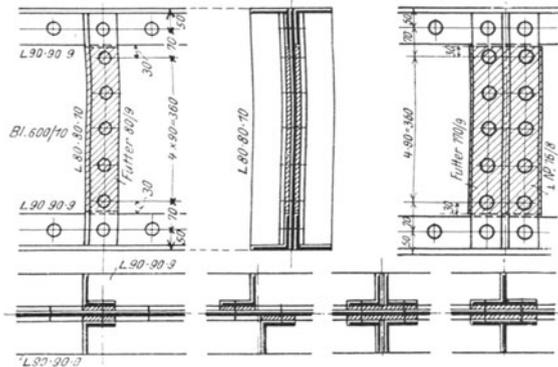


Fig. 100^a.

Fig. 100^b.

Fig. 100^c.

Fig. 100^d.

gestrichelte Lage anzunehmen bestrebt ist, wobei die 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 Einzelasten angreifen (insbesondere also stets an den Auflagerstellen), durch beiderseits aufgenietete Profilleisen in \perp -L-, \perp -I-, \perp -II- oder \perp -III-Form (Fig. 100^{a-d}) ausgesteift werden, die mit Futterplatten¹⁾ ununterbrochen über die Gurtwinkel durchgeführt werden müssen.

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

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 $a - a$ herbeiführten 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 Stoßblasen genügen (Fig. 101).

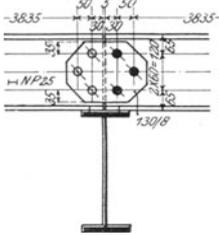


Fig. 101.

Bei Gerberträgern fallen die Stöße mit den Gelenkpunkten (A und B in Fig. 29) zusammen und werden abwechselnd fest und beweglich ausgebildet.

Der feste Stoß wird meist durch einen Gelenkbolzen (Fig. 21), 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. 102) oder Winkeleisen (Fig. 103).

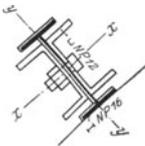


Fig. 102.

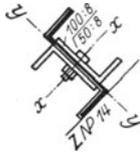


Fig. 103.

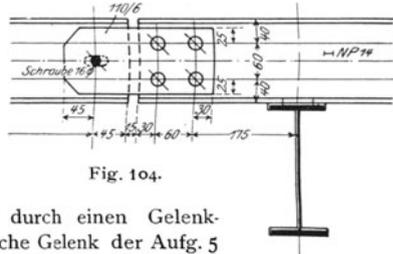


Fig. 104.

Der bewegliche Stoß wird entweder durch einen Gelenkbolzen mit Langloch (Fig. 104, die das bewegliche Gelenk der Aufg. 5 darstellt) oder 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 Querschnittteil eine besondere Stoßlasche anzuordnen, derart, daß die Summe der Widerstandsmomente aller Stoßblasen mindestens gleich dem an der Stoßstelle erforderlichen Widerstandsmoment ist. Jede Stoßlasche ist dabei beiderseits der Stoßstelle mit so viel Nieten anzuschließen, daß die Summe der Nietquerschnittflächen mindestens 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.

a) 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 9. Das Stehblech des in Fig. 105 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen ist am Ort des Maximalmoments gestoßen; der Stoß ist zu berechnen und aufzuzeichnen. $h = 800$ kg/qcm; $h_s = 750$ kg/qcm ($\nu = 800 : 750 = \frac{16}{15}$); $h_l = 2 h_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 105 dargestellt; zur Stoßdeckung sind unmittelbar auf das

Stehblech 2 Laschen 600/8, auf die Winkelschenkel aber 2 · 2 Laschen 90/8 mit insgesamt 2 · 0,8 · $\frac{78,0^3}{12}$
 = 63 270 cm⁴ Trägheitsmoment gelegt. Das Trägheitsmoment des Stehblechs beträgt $J_s = 1,2 \cdot \frac{80,0^3}{12}$
 = 51 200 cm⁴, sein Widerstandsmoment $W_s = \frac{51\,200}{42,4}$
 = 1210 cm³, so daß es das Moment $M_s = 1210 \cdot 800$
 = 968 000 cmkg aufzunehmen hat. Mit $F = 80,0 \cdot 1,2$
 = 96,0 qcm wird nach Gl. 2): $F_s = \frac{16}{15} \cdot 96,0 = 102,4$ 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 $\Sigma e^2 = 2 \cdot 69^2 + 52^2 + 38^2 + 24^2 + 10^2 + 45^2 + 31^2 + 17^2 = 17\,621$ qcm
 und $e_{\max} = 69$ cm nach Gl. 8): $H_{\max} = 968\,000 \frac{69}{17\,621}$
 = 3800 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 Niefuge 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.

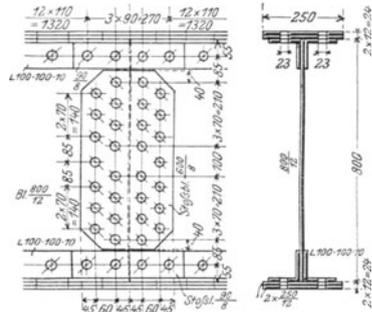


Fig. 105.

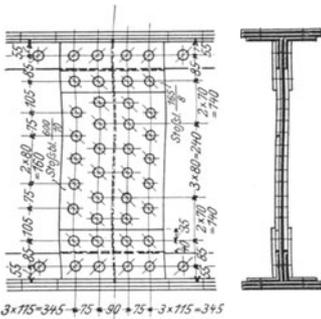


Fig. 106.

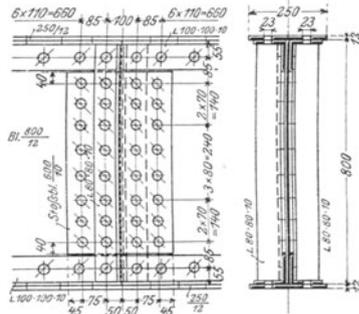


Fig. 107.

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. 25 oder über den Mittelstützen des durchlaufenden Trägers Fig. 28; 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. 106: 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. 105 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 10. Der in Aufg. 9 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 Blechwand liegt seitlich der Trägermitte, wo ein Moment $M = 38,0 \text{ mt}$ zu übertragen ist. Der Stoß ist zu berechnen und aufzuzeichnen. $h = 800 \text{ kg/qcm}$; $\nu = \frac{16}{15}$; $h_t = 2 h_s$.

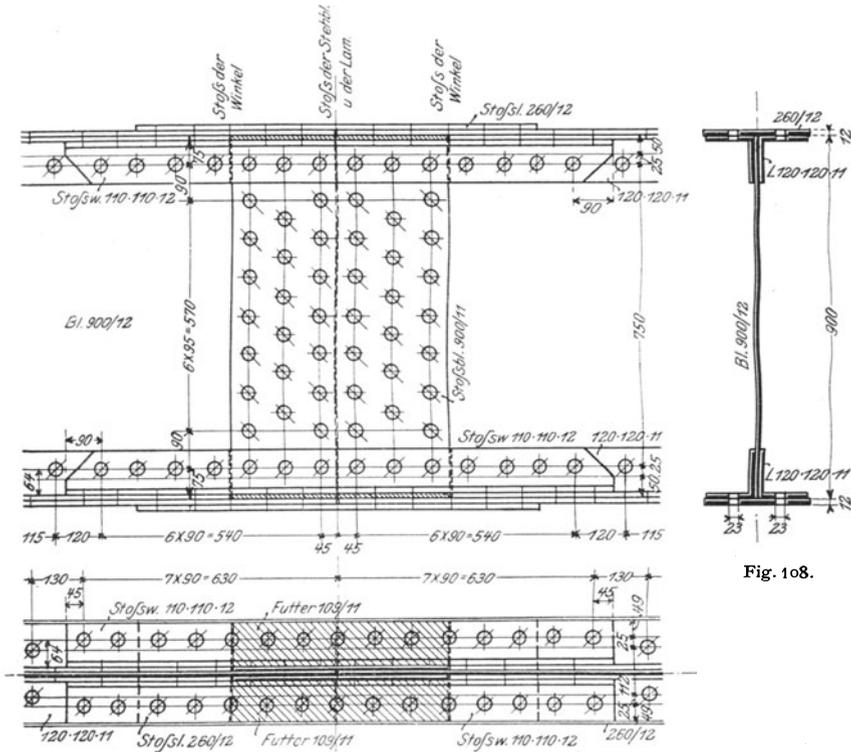


Fig. 108*.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 107 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 $M_1 = 4,2 \cdot 0,8 = 33,6 \text{ mt}$ auf, so daß durch das Stehblech $M_s = 38,0 - 33,6 = 4,4 \text{ mt}$ zu übertragen sind, die $\frac{440000}{800} = 550 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment erfordern (vorhanden 870 cm^3). Mit $\Sigma e^2 = 2(52^2 + 38^2 + 24^2 + 8^2) = 9576 \text{ qcm}$ 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

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

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

γ) Bei mehr als 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 11. Es soll der Stoß des in Fig. 108 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $h = 1000 \text{ kg/qcm}$; $h_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($v = \frac{4}{9}$); $k_t = 2 h_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 108* 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. 109.

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): $n_s = \frac{144 \cdot 0}{2 \cdot 4,2} = 18$ Stück und nach Gl. 7): $n_t = \frac{144,0}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 26$ 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 $M_s = \frac{1,2 \cdot 90,0^2}{12 \cdot 46,2} \cdot 1000 = 1578000 \text{ cmkg}$ nach Gl. 8): $H_{\max} = 1578000 \cdot \frac{75}{30140} = 3900 \text{ kg}$, daher die Beanspruchung auf

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

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

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): $n_t = \frac{30,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,1} = 6$ Stück (vorhanden in jedem Schenkel je 4 Stück).

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

Aufgabe 12. Es soll der Stoß des in Fig. 109 dargestellten Blechträgers auf 2 Stützen berechnet und gezeichnet werden. $h = 850 \text{ kg/qcm}$; $h_s = 0,9 \cdot 850 = 765 \text{ kg/qcm}$ ($v = \frac{10}{9}$); $k_t = 2 h_s$.

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 109* dargestellt. Die Stöße der beiden Winkel eines Gurts sind symmetrisch zu beiden Seiten des Stehblechstoßes versetzt angeordnet, so daß die lotrechten 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 $M_s' = \frac{1,4 \cdot 114,0^3}{12 \cdot 72,4} \cdot 850 = 2040000 \text{ cmkg}$ auf; daher mit $n = 14$ und $e_{\max} = 104 \text{ cm}$ nach Gl. 8^b): $H_{\max}' = \frac{6 \cdot 13}{14 \cdot 27} \cdot \frac{2040000}{104} = 4100 \text{ kg}$ und die Beanspruchung auf

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

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

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 $e_{\max} = 112$ cm

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

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

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

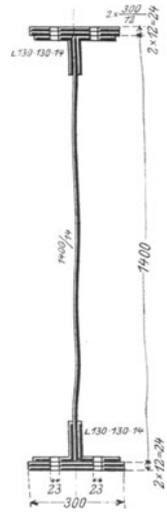
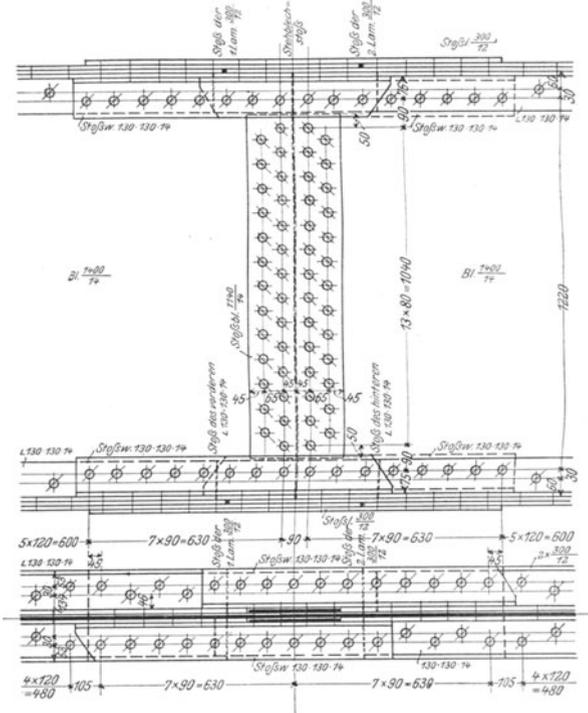


Fig. 109.

Fig. 109 a.

Winkelstoß. $F = 34,7 - 2,3 \cdot 1,4 = 31,5$ qcm; $F_s = \frac{1,53}{0,9} = 35,0$ 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 Winkelisen, von denen stets eins über die ganze Höhe des Hauptträgers durchzuführen ist, einmal zur Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs (Fig. 99), 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 13. An einen Hauptträger (Unterzug) I-NP. 40 schließen sich beiderseits Nebenträger (Deckenbalken) I-NP. 25 an, von denen jeder einen Stützdruck $N = 3300 \text{ kg}$ auf den mit ihm bündig (d. h. in gleicher Höhe liegenden) Unterzug überträgt. Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = \frac{1}{4}$); $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. $F = \frac{3300}{1000} = 3,3 \text{ qcm}$; $F_s = \frac{4}{3} \cdot 3,3 = 4,4 \text{ qcm}$; daher ergibt sich mit $d = 16 \text{ mm}$ 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 Gl. 7):

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

Unterzug mit 14,4 mm Stegstärke nach Gl. 6): $z_s = \frac{2 \cdot 4,4}{2 \cdot 2,0} = 3$ Stück und nach Gl. 7):

$$z_t = \frac{2 \cdot 4,4}{2 \cdot 1,6 \cdot 1,44} = 2 \text{ Stück, so daß in jedem Schenkel die Mindestzahl 3 zu wählen ist.}$$

Der Anschluß ist in Fig. 110 dargestellt; die durchlaufenden Winkelisen sind über Kreuz angeordnet, so daß der Anschluß symmetrisch zu beiden Trägermittellinien wird. In den Deckenbalken sind oben beide, unten je ein Flansch abzarbeiten. Die Breite der Anschlußwinkel, die mit 55 mm genügt hätte, ist zu 65 mm gewählt, um bei der geringen Versetzung der Niete in beiden Schenkeln von nur 20 mm die Ausbildung der Nietköpfe zu erleichtern.

b) Soll der anschließende Nebenträger frei drehbar gelagert sein (Fig. 26), so muß sein Anschluß durch einen reibungslosen Gelenkbolzen (entsprechend Fig. 21) vermittelt werden. Durch den festen Nietanschluß wird die freie Drehbarkeit verhindert, und es tritt eine teilweise Einspannung (Fig. 27) des Nebenträgers und damit eine zusätzliche Beanspruchung der Anschlußniete durch die das Einspannungsmoment ersetzenden Kräfte H (Fig. 7) ein, deren Größtwert sich bei der hier durchweg verwendeten einreihigen Vernietung (Fig. 8) aus Gl. 8^a) ergibt. Noch ungünstiger wirkt das Einspannungsmoment auf die Anschlußniete im Hauptträger, die im oberen Teil durch die Kräfte H eine zusätzliche Beanspruchung auf Zug erleiden; je größer aber der Abstand e_{\max} (Fig. 7) der äußersten Anschlußniete ist, um so kleiner wird nach Gl. 8^a) die Zugkraft H_{\max} , so daß auch unter diesem Gesichtspunkt die Durchführung wenigstens eines der Anschlußwinkel über die ganze Hauptträgerhöhe von Wichtigkeit ist.

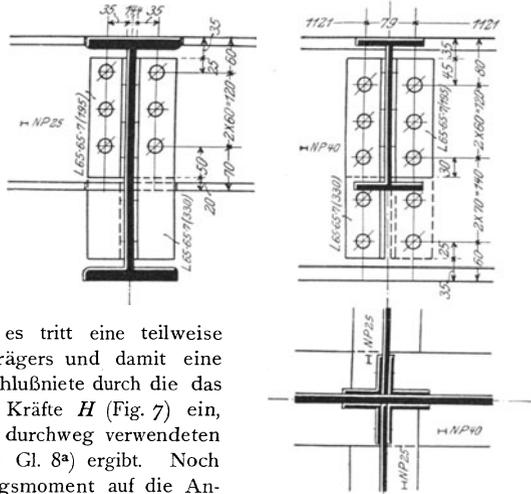


Fig. 110.

Die Größe des durch den festen Nietanschluß des Nebenträgers entstehenden Einspannungsmoments läßt sich nur schwer ermitteln; sein Einfluß auf die Nietbeanspruchung wird bei Hochbaukonstruktionen mit ihren verhältnismäßig geringen Belastungen meist nur durch eine entsprechend niedrig bemessene zulässige Beanspruchung auf Abscheren und Lochleibungsdruck, bei Brückenbauten aber durch besondere konstruktive Maßregeln berücksichtigt, die im Kap. 11 und 12 erläutert sind.

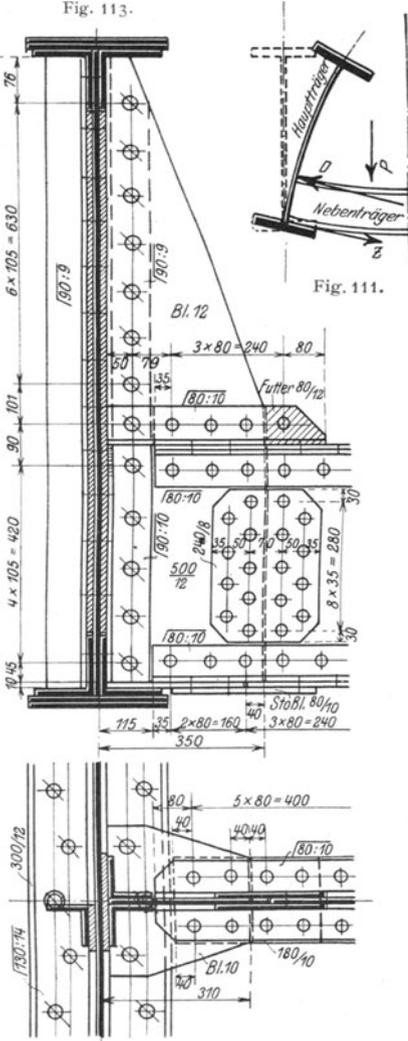


Fig. 113^a.



Fig. 111.

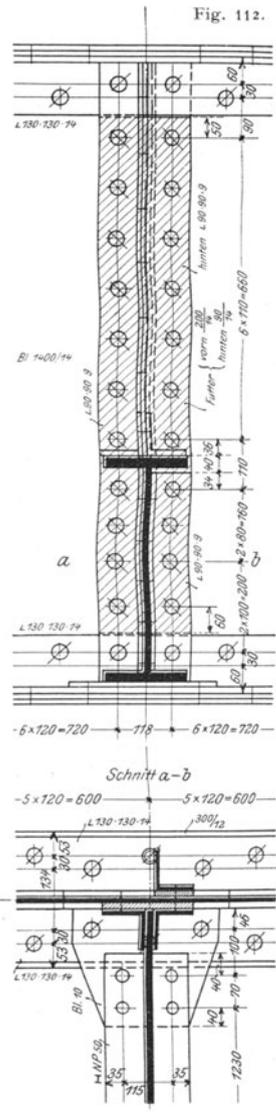


Fig. 112^b.

c) Sind bei einem doppelseitigen Anschluß die von den beiden Nebenträgern übertragenen Stützdrücke nicht gleich groß oder ist der Anschluß nur einseitig, so tritt eine Beanspruchung des Hauptträgers auf Verdrehen ein. Die Aufgabe, die durch diese Beanspruchung angestrebte Schiefstellung der Hauptträger zu verhindern, fällt wiederum den über deren ganze Höhe durchgeführten Anschlußwinkeln zu. Sie genügen für sich allein aber dieser Aufgabe nicht mehr,

Fig. 112^a.

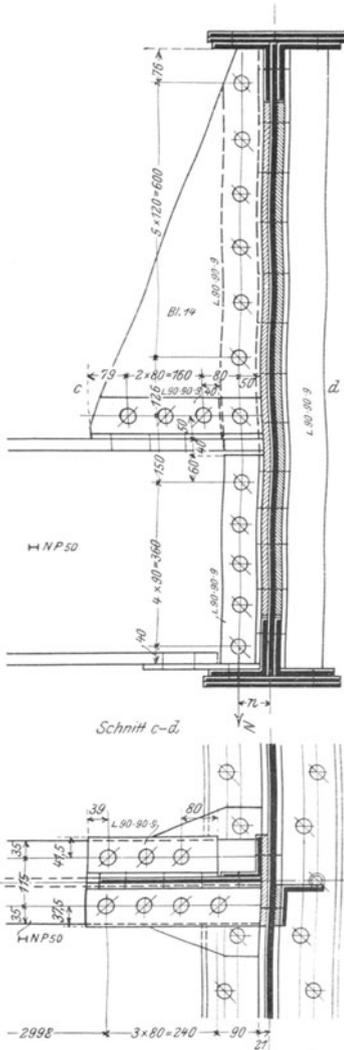


Fig. 112^b.

Die senkrechten Anschlußwinkel³ bedingen ein Futterblech von der Stärke der Gurtwinkel.

4*

wenn sich der Nebenträger nahe dem Zuggurt des Hauptträgers anschließt; Verdrehungsbeanspruchung und Knickgefahr des Druckgurts (Fig. 99) treten dann gleichzeitig auf und führen den durch Fig. 111 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 lotrechte Aussteifungsbleche gegen den Oberflansch des Nebenträgers abgestützt werden; und da diese Bleche nach Fig. 111 auf Druck beansprucht werden, sind sie bei größerer Höhe und Breite zur Sicherung gegen Ausknicken durch Winkelisen zu säumen.

Aufgabe 14. Ein I-NP. 50 überträgt auf den in Fig. 109 dargestellten Blechträger den Auflagerdruck $N = 21\,300$ kg; seine Unterkante liegt 24 mm über Unterkante Stehblech. Es ist die erforderliche Nietanzahl zu berechnen und der Anschluß aufzuzeichnen. $k = 750$ kg/qcm; $k_s = 700$ kg/qcm ($\nu = \frac{1}{3}$); $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. $F = \frac{21\,300}{750} = 28,4$ qcm; $F = \frac{15}{14} \cdot 24,8 = 30,4$ qcm; daher ergibt sich mit $d = 23$ mm für die Anschlußniete im

Nebenträger mit 18 mm Stegstärke nach Gl. 6): $z_s = \frac{30,4}{2 \cdot 4,2} = 4$ Stück und nach Gl. 7) $z_t = \frac{30,4}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,8} = 4$ Stück;

Hauptträger mit $\delta > \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5) nach Gl. 3): $z_s = \frac{30,4}{4,2} = 8$ Stück.

Der Anschluß ist in Fig. 112 dargestellt. Im Nebenträger sind, um das auftretende Spannungsmoment zu berücksichtigen und gleichzeitig eine allzugroße 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 waagrechten Hilfswinkeln $90 \cdot 90 \cdot 9$ an den oberen Flansch des I-NP. 50 angeschlossen. Die Anordnung von Saumwinkeln an der Schrägkante erschien hier bei der geringen Blechbreite und der gewählten Stärke von 14 mm entbehrlich. Zur Aufnahme der Kraft Z (Fig. 111) ist der untere Flansch des I-NP. 50 durch ein waagrecht Blech von 10 mm Stärke (Fig. 112^b) an die unteren Gurtwinkel des Blechträgers angeschlossen.

messer (Fig. 115^{d u. e}) oder aber durch in die Gleitfläche vorspringende Nasen (n in Fig. 116) oder endlich durch konisch zulaufende Zähne (z in Fig. 117 und 118), die in eine unter den Träger genietete, mit entsprechenden Aussparungen versehene flußeiserne Platte von 15 bis 20 mm Stärke (Fig. 115 und 116) oder aber in einen besonderen Lagerkörper (Fig. 117^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, indem eine Verschiebung des Trägers rechtwinklig zu seiner Ebene entweder durch an der unteren Grundplatte angebrachte Anschlagleisten von 10 bis 25 mm Höhe und 25 bis 60 mm Breite (Fig. 115 und 116) oder aber durch an der oberen Platte angegossene Vorsprünge von 20 bis 40 mm Höhe und 150 bis 250 mm Breite (Fig. 117) oder aber endlich durch die Zähne z selbst (Fig. 118) 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. 118) oder aber kreuzförmig (Fig. 115 bis 117) 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.

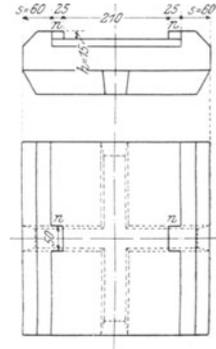


Fig. 116.

Aufgabe 15. Der Stützdruck des in Fig. 105 dargestellten Blechträgers beträgt $N = 30\ 100$ kg; es ist die Auflagerplatte aus Stahlformguß zu berechnen und aufzuzeichnen. Zulässige Beanspruchung für den Stahlformguß $k_b = 1000$ kg/qcm, für den Auflagerquader $k_m = 20$ kg/qcm.

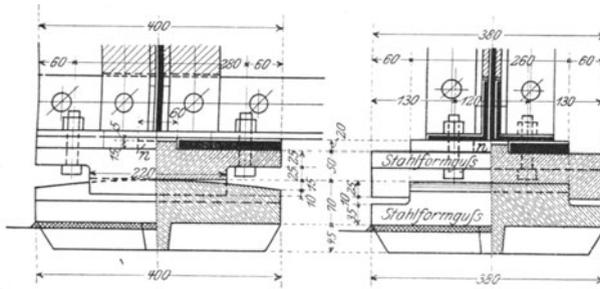


Fig. 117^a. Bewegliches Auflager.

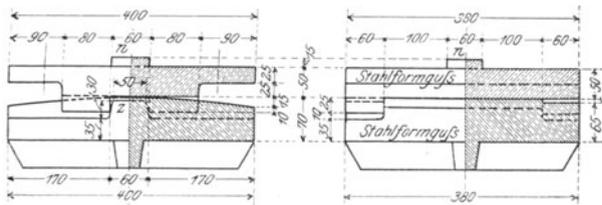


Fig. 117^b. Festes Auflager.

Auflösung. Die Auflagerplatte ist in Fig. 115 dargestellt. Mit $a = 40$ cm und $b = 38$ cm ergibt sich die erforderliche Plattenstärke nach Gl. 16) zu

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

gewählt ist $\delta = 65$ mm, da die Voraussetzungen der Gl. 16 praktisch nie vollständig erfüllt sind und daher die Stärke der Platte nicht unter $\frac{1}{6}$ bis $\frac{1}{7}$ ihrer Länge betragen soll. Unter dem Blechträger ist eine flußeiserne Platte von 260 mm Breite und 20 mm Stärke angeordnet, so daß die seitlichen Anschlagleisten eine Breite von je $\frac{1}{2}(380 - 260) = 60$ mm erhalten. Die Stahldorne am festen Auflager (Fig. 115^{d 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 aufliegen. Statt dieser Stahldorne sind in Fig. 116 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 $\sigma_m = \frac{30100}{40 \cdot 38} = 19,8$ kg/qcm (zul. 20 kg/qcm).

Eine zweite Lösung der Aufgabe ist in Fig. 117^a für das bewegliche und in Fig. 117^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 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 liegende Träger zweckmäßig, da die Gleitflächen besser als in Fig. 115 vor Staub- und Schmutzansammlung geschützt liegen.

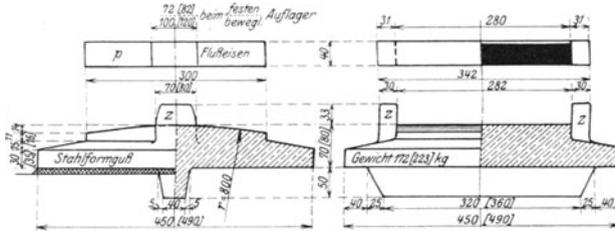


Fig. 118.

Eine dieser Lösung ähnliche, aber wegen Fortfall des oberen Lagerkörpers einfachere Anordnung der Gleitlager zeigt endlich Fig. 118¹⁾. Hier zeigt der Lagerkörper für das feste und bewegliche Auflager gleiche Ausbildung; er besitzt zu beiden Seiten der Gleitfläche vorspringende Zähne z , die in entsprechende Aussparungen der flußeisernen Unterlagplatte p eingreifen; die Breite dieser Aussparung ist beim festen Auflager nur z , beim beweglichen aber zur Ermöglichung des Gleitens 30 bzw. 40 mm größer als die Zahnbreite. Die in Fig. 118 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:

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

α) Ankerflacheisen ($\frac{50}{8}$ bis $\frac{100}{12}$) und Ankersplinte ($\frac{20}{20}$ bis $\frac{50}{50}$ bei 400 bis 600 mm Länge) nach Fig. 119; der Splint ist entweder einteilig (Fig. 119) oder mehrteilig (Fig. 119^a u. b) und kann sowohl außerhalb als auch innerhalb der Mauer liegen; oft wird er auch durch runde oder rechteckige gußeiserner Ankerplatten (Fig. 120) ersetzt, wobei dann das Ankerflacheisen am Ende rund ausgeschmiedet und mit Gewinde versehen wird.

β) Auf- oder untergelegte (Fig. 121^a u. b) oder auch seitlich angenietete (Fig. 121^c) Winkelisen von 100 bis 400 mm Länge oder noch einfacher durch einen durch den Steg gesteckten Rundeisensplint (Fig. 121^d) von 20 bis 30 mm ϕ und 100 bis 300 mm Länge.

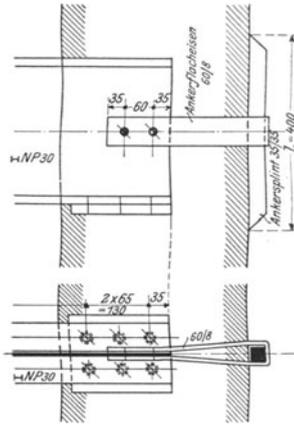


Fig. 119.

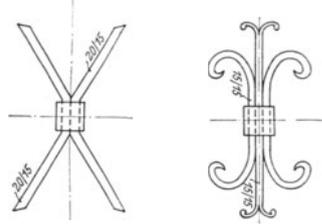


Fig. 119^a.

Fig. 119^b.

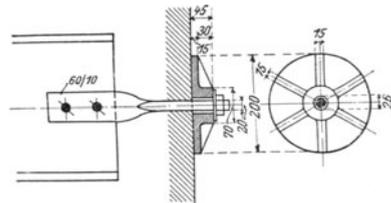


Fig. 120.

γ) Eine Mauerlatte (Fig. 122), 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 I-Form erhält.

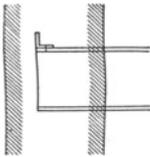


Fig. 121^a.

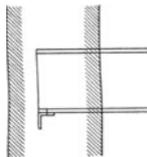


Fig. 121^b.

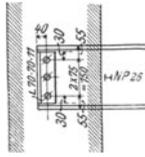


Fig. 121^c.

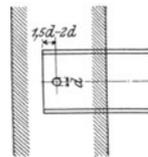


Fig. 121^d.

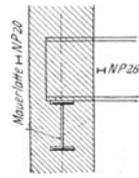


Fig. 122.

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 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. 122), sonst erfolgt die Ausbildung der Verankerung entsprechend Fig. 41^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 biegefest ausgeführt, so tritt noch eine Biegebbeanspruchung 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 Biegungsspannungen 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 teureren 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.

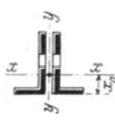
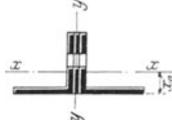
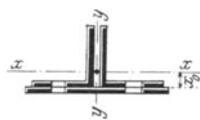
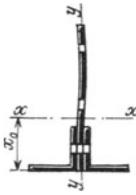
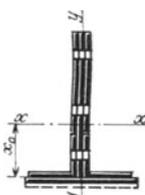
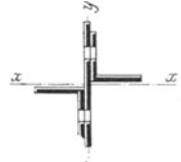
Denn bei der geringen Stärke eines Flacheisens kann die genaue Stablänge zwischen zwei Knotenpunkten wegen der seitlichen Ausbiegung des Eisens nur künstlich durch Anspannung erzielt werden. Aber selbst bei künstlich angespannten Flacheisen treten bei Einwirkung der Verkehrslast deutlich sichtbare Schwingungen rechtwinklig 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 nebeneinanderliegenden 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:

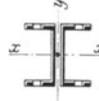
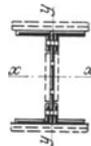
a) Der \perp -förmige Querschnitt, selten aus einem gewalzten \perp -Eisen, meist aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Fig. 123^{a u. b}) oder aber aus Stehblech und Winkeleisen (Fig. 124^a) gebildet. Die Verstärkung des Grundquerschnitts erfolgt durch senkrechte Flacheisen (Fig. 123^c und 124^b) und Lamellen (Fig. 123^d und 124^b).

Fig. 123^a.Fig. 123^b.Fig. 123^c.Fig. 123^d.Fig. 124^a.Fig. 124^b.Fig. 125^a.Fig. 125^b.

Der Lichtabstand der nebeneinanderliegenden Winkeleisen (Fig. 123^{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. 123^c durch ein Flacheisen zu schließen.

β) Der \perp -förmige Querschnitt, aus zwei gleichschenkligen oder ungleichschenkligen Winkeleisen (Fig. 125^a) gebildet; die Verstärkung erfolgt durch senkrechte oder wagerechte Flacheisen (Fig. 125^b) bzw. durch Hinzufügung von zwei weiteren Winkeleisen.

γ) Der \perp -förmige Querschnitt, gebildet aus gewalzten \perp -Eisen (Normalprofilen oder breitflanschigen Trägern, Fig. 126^a) oder aus zwei nebeneinanderliegenden \perp -Eisen (Fig. 126^b) oder endlich aus Stehblech und Winkeleisen (Fig. 126^c). Die Verstärkung der Grundquerschnitte erfolgt durch Flacheisen und Lamellen, wie in Fig. 126^c gestrichelt angedeutet.

Fig. 126^a.Fig. 126^b.Fig. 126^c.

δ) Der kastenförmige (zweiwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Auseinanderrücken der vorhergenannten Querschnitte (Fig. 127 bis 130); die Ver-

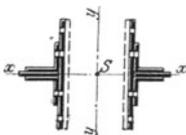


Fig. 127.

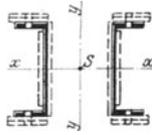


Fig. 128.

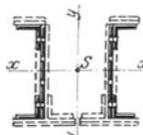


Fig. 129.

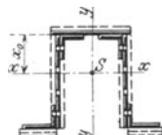


Fig. 130.

stärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt angedeutet. Bei im Freien liegenden Trägern dürfen diese Kästen unten nicht durch 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 Vernichtung vor allem die Abmessung der Füllungsstäbe rechtwinklig 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 Querschnittschwächung wird bei der Berechnung der nutzbaren Fläche in der Regel nicht berücksichtigt, weil sich die Druckkraft durch den Nitschaft 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,

⊗ 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

$$27) \quad J_{\min} = \frac{\otimes}{2} S s^2,$$

und zwar ist bei Verwendung von Flußeisen für

Hochbaukonstruktionen $\otimes = 4$, daher $J_{\min} = 2 S s^2$,

Brücken- und Krankonstruktionen $\otimes = 5$, daher $J_{\min} = 2,5 S s^2$.

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

$$27^a) \quad \otimes = \frac{2 J_{\min}}{S s^2}.$$

Als freie Knicklänge s ist die theoretische Stablänge, d. h. die Entfernung der beiden Endknotenpunkte des Stabes einzuführen unter der Voraussetzung, daß diese

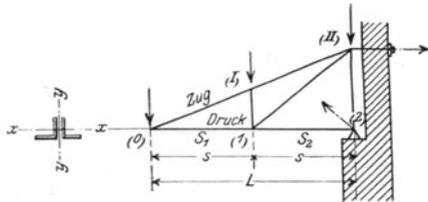


Fig. 131.

Punkte nicht nur in, sondern auch rechtwinklig zur Fachwerkebene 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 Raumbauwerk (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 rechtwinklig zur Trägerebene bietet der Knotenpunkt (1) der unteren Gurtung des Binders Fig. 131, der in der Obergurtebene (1) — (II) durch einen Windverband und in der senkrechten Ebene (1) — (I) 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 , rechtwinklig 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 Winkel-eisen (Fig. 132^a), für die sich die Bedingung $J_x = J_y$ annähernd erfüllen läßt, oder aus zwei gleichschenkligen Winkel-eisen (Fig. 132^b) oder endlich aus Stehblech und Winkel-

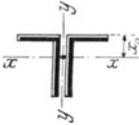


Fig. 132^a.

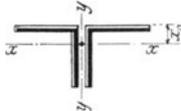


Fig. 132^b.

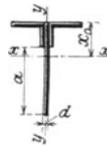


Fig. 133^a.

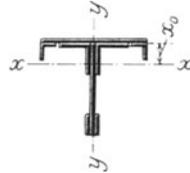


Fig. 133^b.

eisen (Fig. 133^a) und Lamellen (Fig. 133^b) gebildet. Über die Schließung des Zwischenraums zwischen den Winkel-eisen sowie über die Verstärkung dieser Grundquerschnitte gilt das bei den Zugstäben Gesagte.

β) Der \perp -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei gleichschenkligen Winkel-eisen (Fig. 134^a) oder aus Stehblech und zwei gleich- oder ungleichschenkligen Winkel-eisen (Fig. 134^b). Verstärkung des Grundquerschnitts wie bei den Zugstäben.

γ) Der H -förmige Querschnitt, gebildet aus zwei mit abgewendeten Schenkeln angeordneten gleichschenkligen Winkel-eisen (Fig. 135^a, zur Vergrößerung von J_x gegen-über Fig. 132^b) oder aus gewalztem H -Eisen (Normalprofilen oder breitflanschtigen Trägern) oder aus zwei nebeneinanderliegenden L -Eisen (Fig. 135^b) oder endlich aus Stehblech und Winkel-eisen entsprechend Fig. 126^c.



Fig. 134^a.



Fig. 134^b.

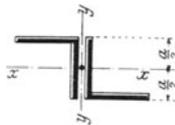


Fig. 135^a.

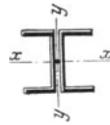


Fig. 135^b.

δ) Der kastenförmige (doppelwandige) Querschnitt, gebildet durch Verdoppelung oder Auseinanderrücken der vorhergenannten Querschnitte (Fig. 136 bis 139); die Verstärkung der Grundquerschnitte ist gestrichelt angedeutet. Für die Größe des Lichtabstandes gilt das bei den Zugstäben Gesagte. Bei den gedrückten Obergurtstäben ist der Kasten oben stets durch eine Lamelle zu schließen.

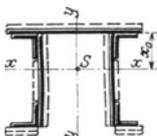


Fig. 136.

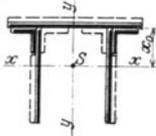


Fig. 137.

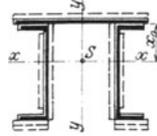


Fig. 138.

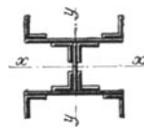


Fig. 139.

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

Erleidet der Stab die Druckkraft S und das Biegemoment M (Fig. 140), so ergeben sich die auftretenden Spannungen zu

$$\sigma_{\max} = \frac{S}{F} + \frac{M}{W_1} \quad \text{und} \\ \sigma_{\min} = \frac{S}{F} - \frac{M}{W_2}$$

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

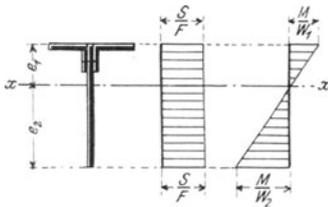


Fig. 140.

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. 132^a, 133, 136, 137 und 138 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 16. Für den in Fig. 64^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.

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

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 ρ , bis IV , durchgeführt; 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 $s = 2,8 \text{ m}$: $J_{\min} = 2 \cdot 24,4 \cdot 2,8^2$

$= 383 \text{ cm}^4$. Da der gewählte Querschnitt ($2 \overline{110:10}$) eine Fläche von $42,4 \text{ qcm}$ und ein kleinstes Trägheitsmoment von 478 cm^4 hat, so wird die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{24400}{42,4} = 580 \text{ kg/qcm}$

und die tatsächliche Knicksicherheit $\mathcal{E} = 4 \cdot \frac{478}{383} = 5 \text{ fach.}$ Nach Gl. 2) wird ferner $F_s = \frac{4}{3} \cdot 24,4$

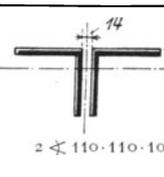
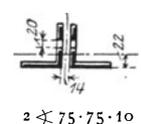
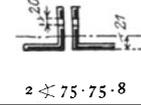
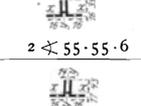
$= 32,5 \text{ qcm}$, daher mit $d = 23 \text{ mm}$ und $\delta = 14 \text{ mm}$ (Zwischenraum zwischen den beiden Winkel-eisen) nach Gl. 6): $z_s = \frac{32,4}{2 \cdot 4,2} = 4 \text{ Stück}$ und nach Gl. 7): $z_t = \frac{32,5}{2 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 6 \text{ Stück}$. Bei Wahl von 6 Anschluß-

nieten ergibt sich daher die tatsächliche Beanspruchung auf Abscheren zu $\sigma_s = \frac{24400}{2 \cdot 6 \cdot 4,2} = 480 \text{ kg/qcm}$

und auf Lochleibungsdruck $\sigma_t = \frac{24400}{6 \cdot 2,3 \cdot 1,4} = 1260 \text{ kg/qcm}$. Diese Anzahl ist bei dem geringen Unterschied in den Stabkräften für alle Stäbe bis auf Stab III , — IV , beibehalten. Bei diesem Stab genügen zur Aufnahme der Stabkraft $S = -21,1 \text{ t}$ die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel mit $2 \cdot 11,0 \cdot 1,0 = 22,0 \text{ qcm}$ Fläche (vgl. den Anschluß in Fig. 339),

b) Der Untergurt wird wegen des im Knotenpunkt ρ , vorhandenen Knicks von ρ , bis ρ , in demselben Profil durchgeführt. Für $S = +22,0 \text{ t}$ wird nach Gl. 1): $F = \frac{22000}{1000} = 22,0 \text{ qcm}$; der gewählte Querschnitt ($2 \overline{75:10}$) hat bei der Berücksichtigung der Verschwächung durch die Niet-

Zahlentafel 1.

Stab	Größte Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche		Knotenblechdicke	Der doppel-schnittigen Niete Beanspruchung auf				Be-merkungen
			Fläche qcm	Trägheitsmoment cm ⁴	Beanspruchung kg/qcm	Knicksicherheit @		Durchmesser mm	Anzahl	Abscheren kg/qcm	Lochleibungsdruck kg/qcm	
Obergurt	(0)–(I)	– 24,4		42,4	478	580	5	14	6	480	1260	1) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel.
	(I)–(II)	– 23,3										
	(II)–(III)	– 22,2										
	(III)–(IV)	– 21,1										
Untergurt	(0)–(1)	+ 22,0		24,2	910	14	6	580	1310	6	480	1260
	(1)–(2)	+ 18,7										
	(2)–(2')	+ 11,3										
Diagonalen	(1)–(II)	+ 3,3		4,7 ¹⁾	700	14	2	410	860	2	300	630
	(II)–(3)	+ 3,3										
	(2)–(3)	+ 7,9										
	(3)–(IV)	+ 11,1										
Vertikale	(1)–(I)	– 2,4		6,6 ¹⁾	35	360	28	14	2	300	630	630
	(2)–(II)	– 4,6										
	(3)–(III)	– 2,4										

löcher von 20 mm ϕ die Fläche $2(14,1 - 2 \cdot 1,0) = 24,2$ qcm, daher die tatsächliche Beanspruchung $\sigma = \frac{22000}{24,2} = 910$ kg/qcm. Die Berechnung der Nietanschlüsse erfolgt genau wie beim Obergurt. Der Stab (2)–(2') ist wegen des Aussehens in gleicher Breite mit geringerer Schenkelstärke ausgeführt, daher seine geringe Beanspruchung.

c) Für die Füllungsstäbe ist hiernach nur noch hinzuzufügen, daß mit Rücksicht auf den durch die „Besonderen Vertragsbedingungen“ (S. 2) vorgeschriebenen kleinsten Nietdurchmesser von 16 mm kleinere Schenkelbreiten als 55 mm unzulässig sind. Bei der Berechnung der tatsächlichen Beanspruchung auf Lochleibungsdruck ist bei den 6 mm starken Winkleisen $\delta = 2 \times 6 = 12$ mm (gleich der Summe der beiden Winkelschenkel) einzuführen. Die Zahl der Anschlußniete ist mindestens gleich 2 zu wählen, auch 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.

Aufgabe 17. Für den in Fig. 141 dargestellten, nur in den Knotenpunkten belasteten Trapezträger (Brückenträger) sind die größten Stabkräfte in Zahlentafel 2 zusammengestellt; es sollen die

Zahlentafel 2.

	Stab	Größte Stabkraft in t	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an		Tatsächliche		Der einschneittigen Niete			Bemerkungen
				Fläche	Trägheitsmoment	Beanspruchung	Knicksicherheit	Durchmesser	Anzahl	Beanspruchung auf Abstreifen	
Obergurt	I—II	- 112,2	 2 \sqcup NP. 24 + $\frac{400}{12}$	132,6	$J_x = 12\ 020$ $J_y = 21\ 700$	850	17	23	36	750	
	II—III	- 112,2									
	III—IV	- 141,0	 2 \sqcup NP. 24 + $\frac{400}{12}$ + $\frac{400}{10}$	172,6	$J_x = 14\ 580$ $J_y = 27\ 040$	820	17	44	770		
Untergurt	0—1	+ 66,8	 2 Δ 200.100.16	84,0		800		23	22	730	
	1—2	+ 66,8									
	2—3	+ 136,2	 2 Δ 200.100.16 + 2 $\frac{300}{10}$ + 2 $\frac{120}{10}$	158,8		860		44	750		
	3—4	+ 136,2									
Diagonale	0—I	- 88,5	 2 \sqcup NP. 24 + 2 $\frac{90}{12}$	106,2	$J_x = 9910$	830	9	23	28	760	
	I—2	+ 65,6	 2 \sqcup NP. 24	75,9		860		23	22	720	
	2—III	- 46,5	 2 \sqcup NP. 18	56,0	$J_x = 2710$	830	5	20	20	740	
	III—4	+ 29,7 - 12,9	 2 \sqcup NP. 14	34,4	$J_x = 1210$	860	7,6	16	20	740	
Vertikale	1—I	+ 25,3	 H Diff. 20 B	58,4	$J_y = 5170$	430		23	8	760	
	2—II	0									
	3—III	+ 25,3									
	4—IV	0									

Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = 870$ kg/qcm; $k_s = 0,9$ ($\nu = 10/9$); $k_t = 2$ k_s ; $\textcircled{5} = 5$ 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. 76) ausgebildet. Die Vertikalen erleiden daher als Glieder dieser Halbrahmen Biegungsspannungen; ihre 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

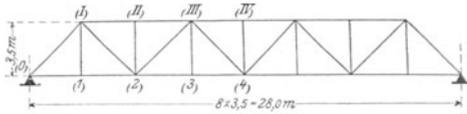


Fig 141.

Stärke). Die weitere Lösung ist in Zahlentafel 2 durchgeführt. Da die Anschlußniete hier einschneittig sind, überall aber $\delta \geq \frac{\pi}{8} d$ (Gl. 5) ist, so erübrigt sich die Berechnung des Lochleibungsdrucks.

Zahlentafel 3.

	Stab	Größe Stabkraft in t	Größtes Biegemoment cmt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Der doppelschnittigen Niete			Bemerkungen					
					Fläche qcm	Trägheitsmom. cm ⁴	Widerstandsmom. cm ³	Beanspruchung kg/qcm	Knick-sicher-heit	Knotenblechdicke mm	Durchmesser mm	Anzahl		Beanspruchung auf				
										Ab-sche-ren	Loch-lei-bungs-druck							
										kg/qcm	kg/qcm							
Obergurt	⊗-II	- 8,7	84,4	 200 + 10	43,8	$J_x = 1446$	$W_u = 101$	640		10	5	400	1090	$\sigma = -\frac{15800}{43,8} - \frac{84400}{253}$ $= -361 - 334$ $= -700 \text{ kg/qcm,}$ $\sigma = -8700 + \frac{84400}{101}$ $\otimes\text{-II } 43,8 + 101$ $= -200 + 840$ $= +640 \text{ kg/qcm.}$				
	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	2 ⊗ 75·75·8	19,8						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	2 ⊗ 65·65·7	15,2	$J_x = 67$	$J_y = 165$	670			16	5	510	1280	*) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel.				
	II-4	+ 6,0														500	1250	
	IV-6	+ 4,4 - 0,3													3			
	VI-8	+ 3,3 - 1,5																
Nebendiagonalen	1-II	+ 3,3	2 ⊗ 55·55·6	4,7*)			700			16	3	280	690					
	3-IV	+ 2,9																
	5-VI	+ 2,8																
	7-VIII	+ 2,7																
Hauptvertikale	0-⊗	- 5,8	2 ⊗ 65·65·7	9,1*)	67		660			16	3	480	1210					
	2-II	- 4,4																
	4-IV	- 3,4																
	6-VI	- 2,6																
	8-VIII	- 3,7																
Nebenvertikale	1-I	- 3,4	2 ⊗ 55·55·6	4,7*)	35		720	14		16	3	280	710					
	3-III																	
	5-V																	
	7-VII																	

Aufgabe 18. Für den in Fig. 142 dargestellten, auch zwischen den Knotenpunkten durch die Krannutzlast belasteten Kranträger (Halbparabelträger) sind die größten Stabkräfte und Biegemomente in Zahlentafel 3 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $h = 750 \text{ kg/qcm}$; $h_s = 0,9 h$ ($\nu = 10/9$); $h_t = 2 h_s$; $\ominus = 5$ fach.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 3 durchgeführt. Der Obergurt ist mit Rücksicht auf die zusätzliche Biegebungsbeanspruchung 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 Vernichtung auszuschließen. Die Zahl der An-

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	Knicksicherheit		Durchmesser mm	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren kg/qcm	
Obergurt	0—I	-10,3	-14,0	1 \square NP. 10 ^{1/2}	17,3	$J_x = 287$ $J_y = 61$	$W_x = 55$	860	12 bzw. 9	7	7	740	$\sigma_{max} = \frac{10300}{17,3} + \frac{14000}{55}$ $= 600 + 255$ $= \sim 860 \text{ kg/qcm.}$	
	I—II	-9,7	-2,7								16	7		700
	II—III	-9,2	-1,3								7	670		
Untergurt	0—1	+9,0		1 \square NP. 10 ^{1/2}	14,1			640			6	750		
	1—2	+9,0	16								6			
	2—2'	+8,7	6											
Diagonalen	1—2	+0,3 -0,2		1 \triangle 65 · 65 · 7 (3,4*)	3,4*	14		90	18	16	2	75	*) Bei alleiniger Berücksichtigung des in der Träger-ebene liegenden Winkelschenkels.	
	2—II	-0,3	2											
	II—3	+0,2 -0,3	2											
	3—III	+0,3 -0,2	2											

schlußniete 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.

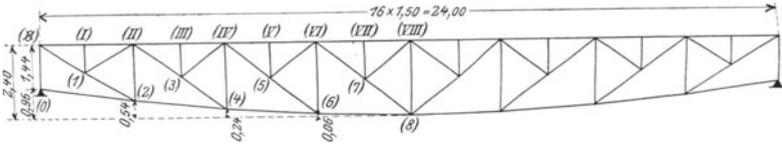


Fig. 142.

Aufgabe 19. Für den in Fig. 143 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. $k = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 750 \text{ kg/qcm}$ ($\nu = 4/3$); $k_t = 2 k_s$; $\mathcal{E} = 4 \text{ fach}$.

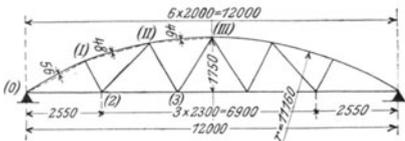


Fig. 143.

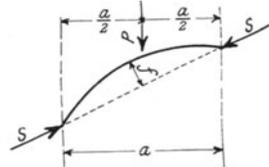
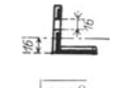
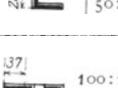
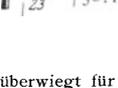
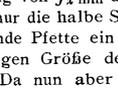
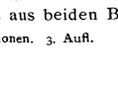


Fig. 144.

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. 144 das Moment $M = \frac{Pa}{4} - Sf$;

Zahlentafel 5.

	Stab	Geschloß	Größte Stabkraft in t	Größtes Biegemoment in mt	Gewählter Querschnitt	Vorhanden an			Tatsächliche		Knotenblechdicke	Der einschneitgen Nieten			Bemerkungen
						Fläche	Trägheitsmom.	Widerstandsmom.	Beanspruchung	Knicksicherheit		Durchmesser	Anzahl	Beanspruchung auf Abscheren	
Ringstäbe	O	1	— 0,9	0,50	NP. 12	5,0 17,0	43 364	61	180 820	24 50	10	16	3	150	
		2	— 2,4	1,32	NP. 16	6,8 24,0	85 925	116	350 1140	15 40		16	3	400	
		3	— 4,0	1,90	NP. 18	7,7 28,0	114 1354	150	520 1270	9 28		16	3	670	
		4	— 6,0	2,63	NP. 20	8,6 32,2	148 1911	191	700 1380	7 22		20	3	640	
Rippenstäbe	R	1	— 1,2								10				*) Bei alleiniger Berücksichtigung der in der Ebene des Mantelfachwerks liegenden Winkelschenkel.
		2	— 4,1			12,8*)	230					4			
		3	— 8,1			2 80 : 8			640	8		20		640	
		4	— 14,2			2 80 : 10	16,0*)	278	900	4		5	760		
Diagonalen	D	1	+ 0,9			3,1*)					10	16	2		
		2	+ 2,6			55 : 8			840			20	2	650	
		3	+ 4,4			75 : 9 50 : 9	5,0*)		880			20	2	700	
		4	+ 8,0			100 : 10 50 : 10	7,7*)		1040			23	3	850	

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 , rechtwinklig 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 rechtwinklig zur 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 Raumbachwerks zwischen den benachbarten

Knotenpunkten der Untergurte Querverbände (Fig. 75) bzw. biegungsfeste Querrahmen (Fig. 76) an geordnet werden. Diese Querverbände läßt man aber bei Dachkonstruktionen immer dann fehlen, wenn in den Knotenpunkten des Untergurts 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 rechtwinklig zur Binderebene vergrößerten Biegungs widerstand die fehlenden Querverbände wenigstens teilweise ersetzen.

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

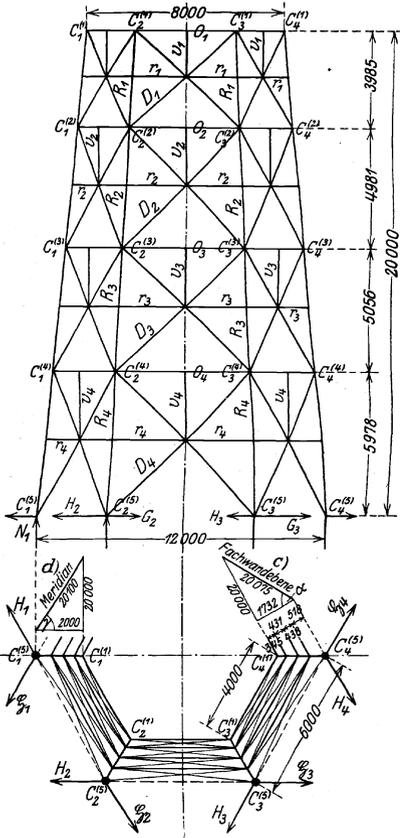


Fig. 145.

Die Rippenstäbe R sind vom Kreuzungspunkt der Diagonalen der einzelnen Felder aus durch wagerechte Hilfsstäbe der Länge nach untergeteilt, um zu große erforderliche Trägheitsmomente zu vermeiden.

Da die Turmkonstruktion im Freien liegt, sollen Blech- und Winkelstärken unter 8 mm vermieden werden; mit Rücksicht auf die starken Schwingungen, die hohe Türme bei Windanfall ausführen, sind die Querschnitte und Nietanschlüsse besonders in den oberen Geschossen stärker auszubilden als die Rechnung verlangt.

Aufgabe 20. Für den in Fig. 145 dargestellten, über die ganze Höhe mit Holzbrettern verschalten Kühlturm sind die größten Stabkräfte und Biegemomente in Zahlentafel 5 zusammengestellt; es sollen die Querschnitte sämtlicher Stäbe bestimmt werden. $k = \frac{1200}{1400}$

kg/qcm ohne Berücksichtigung des Winddrucks mit von 150 kg/qm; $k_s = 1000$ kg/qcm ($\nu = 0/6$); $k_t = 2 k_s$; $\epsilon = 4$ fach.

Auflösung. Die Lösung ist in Zahlentafel 5 durchgeführt.

Die Ringstäbe O erhalten durch den Winddruck gegen die an ihnen befestigte Verschalung Biegemomente; sie sind in der Ebene des Mantelfachwerks durch die aus 55:8 gebildeten Hilfsvertikalen in der Stabmitte gehalten, so daß hier nur die halbe, rechtwinklig zu dieser Ebene aber die ganze theoretische Stablänge als Knicklänge einzuführen ist. Die aus je einem wagerecht liegenden \perp Eisen gebildeten Stäbe sind nur mit dem einen, dem Turminneren zu liegenden Flansch in den Knotenpunkten angeschlossen (vgl. Fig. 152^a), so daß zur Aufnahme der Stabkraft auch nur dieser eine Flansch in Rechnung zu stellen ist; daher ergibt sich z. B. für Stab O_3 die Beanspruchung im Knotenpunkt bei $7,0 \cdot 1,1 = 7,7$ qcm Fläche zu $\sigma = \frac{4000}{7,7} = 520$ kg/qcm, dagegen in Stabmitte im äußeren (durch das Windmoment auf Druck beanspruchten) Flansch zu $\sigma_a = \frac{190000}{150} = 1270$ kg/qcm, im inneren (durch das Windmoment auf Zug beanspruchten) Flansch zu $\frac{4000}{7,7} - \frac{190000}{150} = 520 - 1270 = -750$ (Zug) kg/qcm.

Die Diagonalen D sind in jedem Feld gekreuzt als Zugstäbe angeordnet, daher einteilig ausgebildet; beide Stäbe liegen nach außen, um die Holzverschalung im Inneren glatt durchzuführen zu können.

2. Ausbildung der Knotenpunkte.

a) Die Achsen sämtlicher an einem Knotenpunkt zusammentreffenden 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_6 in Fig. 146 sind an dem betrachteten Knotenpunkt im Gleichgewicht; sie müssen daher nicht nur ein geschlossenes Kräfteviereck (Fig. 146*) 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 einem oder zwei nebeneinanderliegenden Winkelisen gebildeten Querschnitten läßt man wohl die Richtungslinie der Stabkraft mit der Wurzellinie zusammenfallen, wenn zur Übertragung der Kraft schon die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel allein ausreichen, die rechtwinklig zu dieser Ebene stehenden Schenkel also nur die seitliche Steifigkeit des Stabes herbeiführen sollen (Fig. 152).

In der Regel müssen auch die Schwerpunkte 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. 19) sowie bei räumlichen Fachwerkstrukturen (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 17), so läßt man die Richtungslinie der Stabkraft mit einer gemittelten Schwerpunktslage zusammenfallen (vgl. Aufg. 22).

c) In den Knotenpunkten läßt man die Gurtstäbe als die am stärksten beanspruchten Konstruktionsteile möglichst ununterbrochen durchgehen; die Füllungsstäbe werden dagegen in den Knotenpunkten rechtwinklig 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 rechtwinklig zum Knotenblech liegenden Querschnittsteile erfordern dabei besondere Anschlußwinkel (Fig. 18), 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. Sämt-

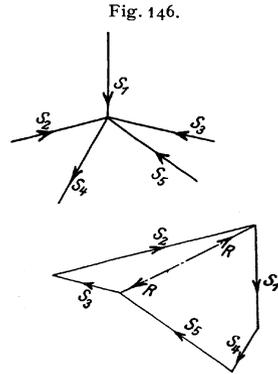


Fig. 146a.

liche 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. 146) 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 Nietenzahlen 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 Nietenzahl muß aber, um das Knotenblech zwischen den Nietenzahlen zu 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 21. Es ist der Knotenpunkt II, der oberen Gurtung des Binderträgers Fig. 61* zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 1).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Fig. 147. Nachdem die fünf am Punkt II zusammentreffenden Stabachsen strichpunktiert aufgetragen sind, entnimmt man den Normalprofilstabellen den Abstand der Schwerpunkte der gewählten Querschnitte von der Winkelkante, und zwar 31 mm für die Gurtstäbe $\overline{110:10}$, 19 mm für den Vertikalstab $\overline{65:7}$ und 16 mm für die Diagonalstäbe $\overline{55:6}$. Hiernach werden sämtliche Winkelisen mit ihren Wurzelmaßen eingezeichnet, die Gurtstäbe durchlaufend, die Zwischenstäbe aber an der Zusammenstoßstelle mit den Gurtwinkeln rechtwinklig

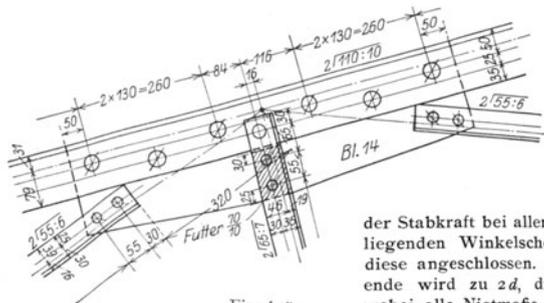


Fig. 147.

zu ihrer Achse abgeschnitten. Das Maß e vom Knotenpunkt bis zum Ende des Füllungsstabes wird zweckmäßig so gewählt, daß sich für die ganze Länge der Winkelisen ein auf 5 oder 0 abgerundetes Maß ergibt. Darauf wird in jedem Füllungsstab die in Zahlentafel 1 berechnete Nietenzahl 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.

Der Stab (2) — II, ist unter Einschaltung von Futterblechen über den Obergurtwinkel hinweggeführt, um das

Knotenblech gegen Ausknicken und Ausbiegen rechtwinklig zur Ebene des Fachwerkträgers beim Austritt aus den Gurtwinkeln zu sichern.

Endlich werden die Abmessungen des Knotenblechs in tunlichst runden Maßen und so festgelegt, daß seine Ränder überall annähernd um $2d$ von den äußersten Nietenzahlen der angeschlossenen Stäbe abstehen. Die Stärke des Knotenblechs ist zu $\pi/4 \cdot 16 = 14$ 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 $R_{\max} = 23\ 200 - 22\ 200 = 1\ 000$ 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 $t = 130$ mm.

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.

Die einzelnen Stäbe des Fachwerkträgers erleiden durch ihr Eigengewicht Biegungsspannungen, die mit dem Abstand von der Schwerachse wachsen und sich zu den von den Stabkräften herrührenden Zug- bzw. Druckspannungen (den Längsspannungen) addieren. Stäbe mit unsymmetrischer Querschnittsbildung werden daher im allgemeinen so in das Knotenpunktnetz eingezeichnet, daß die Summe aus den Längs- und Biegungsspannungen möglichst klein wird. Bei einem durch die

Stabkraft auf Druck beanspruchten Stäbe, z. B. dem Obergurt in Fig. 147, treten infolge des Biegemoments in Stabmitte an der oberen Kante Druckspannungen auf; daher ist der Stabquerschnitt so in das Netz einzuzichnen, daß die Stabachse möglichst nahe an der oberen Kante des Profils liegt (vgl. Fig. 140); bei den durch die Stabkraft auf Zug beanspruchten Diagonalen der Fig. 147 muß umgekehrt die Stabachse möglichst nahe der unteren Profilkante liegen. Von dieser Regel weicht man nur selten aus triftigen Konstruktionsgründen ab, z. B. für den Untergurt in Fig. 344, wo der Anschluß in den Knotenpunkten (0, und 2) (Fig. 351 und 348) bei umgekehrter Profillage schwieriger gewesen wäre, oder für die Füllungsstäbe in Fig. 152^a, die bei dem im Freien liegenden Kühlturm bei umgekehrter Lage Regenrinnen bilden würden.

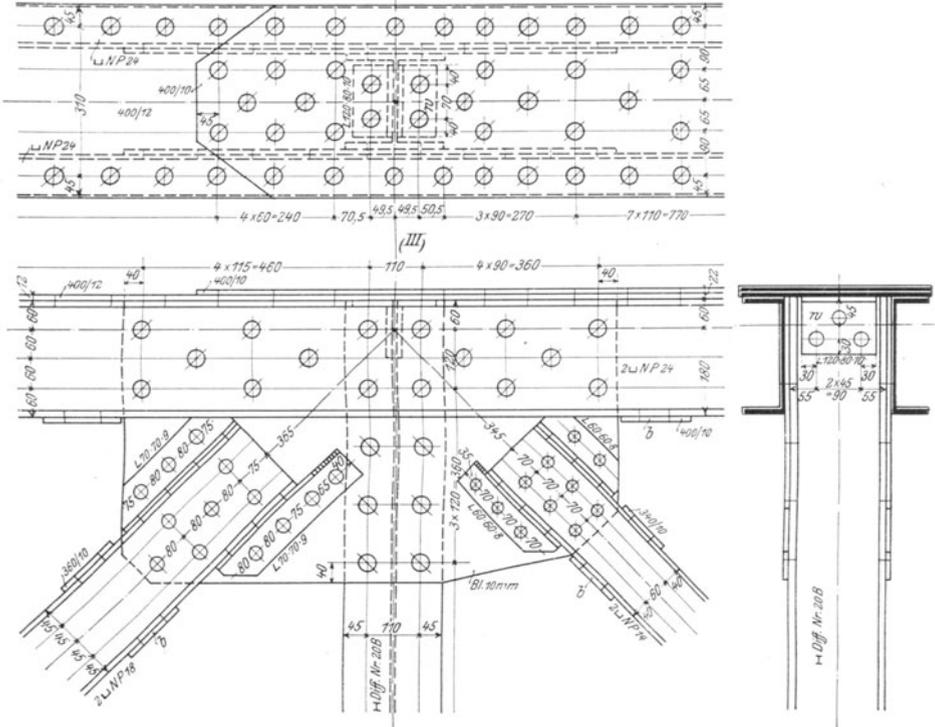


Fig. 148.

Aufgabe 22. Es ist der Knotenpunkt (III), der oberen Gurtung des Trapezträgers Fig. 141 zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 2).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Fig. 148. Für die drei Füllungsstäbe liegt der Schwerpunkt in der Mitte; für die Gurtstäbe liegt er links 74 mm, rechts 53 mm von Oberkante \perp NP. 24 entfernt; als Mittelwert ist die Entfernung von 60 mm gewählt, damit die Schwerachse des stärker beanspruchten Gurtstabes (III)—(IV), der gemittelten Stabachse möglichst nahe liegt.

Anschluß der linken Diagonale (2)—(III). Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 56,0 \text{ qcm}$ ($2 \perp$ NP. 18) und die erforderliche Nietanzahl $n = 20$; daher sind für 1 qcm Fläche $n = \frac{20}{56,0} = 0,36$ Niete erforderlich; es ergeben sich daher für den Anschluß

eines Steges $(15,8 \cdot 0,8 = 12,6 \text{ qcm}) \quad 12,6 \cdot 0,36 = 4,$

eines Flansches $(7,0 \cdot 1,1 = 7,7 \text{ qcm}) \quad 7,7 \cdot 0,36 = 3,$ insgesamt $2 \times 4 + 4 \times 3 = 20$ Niete.

Zum Anschluß der Flansche sind Hilfswinkel $70 \cdot 70 \cdot 9$ erforderlich, die im einen Schenkel mit den erforderlichen 3, im anderen aber mit 4 Nieten angeschlossen sind, um sie durch das überschießende Niet mit dem Knotenblech bzw. dem \perp -Eisenflansch vorher zu einem Ganzen zu ver-

einigen. Entsprechend der durch diese Anschlußwinkel bedingten Größe des Knotenblechs ergibt die regelmäßig durchzuführende Netteilung ($4d = 80 \text{ mm}$) für den Steg 6 statt der erforderlichen 4 Niete. Der anteilige Querschnitt der zweiteiligen Knotenbleche berechnet sich zu $2(18,0 + 2 \cdot 7,0) \cdot 1,0 = 64,0 \text{ qcm}$ gegenüber $56,0 \text{ qcm}$ in den beiden \perp NP. 18.

Anschluß der rechten Diagonale (II) — (4). $F = 34,4 \text{ qcm}$ ($2 \perp$ NP. 14); $n = 20$; daher $v = \frac{20}{34,4} = 0,58$ Niete; es ergeben sich daher für den Anschluß

$$\begin{array}{l} \text{eines Stegs} \quad (14,0 \cdot 0,7 = 9,8 \text{ qcm}) \quad 9,8 \cdot 0,58 = 6, \\ \text{eines Flansches} \quad ([5,3 - 1,6] \cdot 1,0 = 3,7 \text{ qcm}) \quad 3,7 \cdot 0,58 = 2. \end{array}$$

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

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

Anschluß der Vertikalen (3) — (III). Das gewählte \perp Diff. 20 B hat in den Flanschen $2(20,0 - 2 \cdot 2,3) \cdot \frac{0,95 + 1,81}{2} = 42,5 \text{ qcm}$, während nach Aufg. 16 und Zahlentafel 2 nur $\frac{25 \cdot 300}{870} = 29,1 \text{ qcm}$

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. 148) mit den Lamellen des Obergurts zu verbinden, wenn die Knotenbleche (wie in Fig. 148) nur an einen Teil der Gurtung (nämlich hier nur an die Stege der \perp 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) — (1) und (1) — (2), der Fig. 141), so soll man das Knotenblech möglichst an alle Querschnittsteile der Gurtstäbe durch besondere Hilfswinkel anschließen, die (vgl. Fig. 156 und 157) 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. 146) 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 $\frac{400}{10}$, 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 rechtwinklig zur Fachwerkebene liegende Bindbleche (b Fig. 148) miteinander verbunden werden, die mit mindestens zwei hintereinandersitzenden Nieten an jeden Flansch anzuschließen sind.

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

Aufgabe 23. Es ist der Knotenpunkt (3) der unteren Gurtung des Tonnendachbinders Fig. 143 zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 4).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Fig. 149. Zur Aufnahme der Stabkräfte in den Füllungsstäben genügen die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel; daher sind auch nur diese angeschlossen. Da die Querschnitte einteilig sind, ist einer der Füllungsstäbe bis Unterkante Untergurt durchgeführt (vgl. Aufg. 19). Die Stärke des Knotenblechs ergibt sich mit $d = 16 \text{ mm}$

zur Erfüllung der Gl. 5) zu $\frac{\pi}{8} \cdot 16 = 7$ mm. Der anteilige Knotenblechquerschnitt berechnet sich für jede Diagonale zu $6,5 \cdot 0,7 = 4,6$ qcm gegenüber 3,4 qcm im angeschlossenen Schenkel des $\sphericalangle 65 \cdot 65 \cdot 7$.

Aufgabe 24. Es ist der Knotenpunkt (IV), der oberen Gurtung des Kranträgers Fig. 142 zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 3).

Auflösung. Die Darstellung des Knotenpunkts zeigt Fig. 150. Die Füllungsstäbe sind unmittelbar an das durchlaufende Stehblech $200/10$ des Obergurts angeschlossen und nur mit ihren in der Trägerebene liegenden Schenkeln, da diese zur Aufnahme der Stabkraft genügen; der anteilige Knotenblechquerschnitt beträgt $6,5 \cdot 1,0 = 6,5$ bzw. $5,5 \cdot 1,0 = 5,5$ qcm gegenüber dem erforderlichen von $\frac{4400}{750} = 5,9$ bzw. $\frac{2900}{750} = 3,1$ qcm. Die Vertikalwinkel sind zur Aussteifung des Gurtstehblechs mit Futterblechen über die Gurtwinkel durchgeführt.

In Fig. 151 ist der Knotenpunkt (Q) dieses Kranträgers dargestellt. Die Diagonale (X), bis (2), muß auch mit ihren senkrecht zur Trägerebene liegenden Winkelschenkeln durch Hilfswinkel $65 \cdot 65 \cdot 7$ angeschlossen werden. Um daher das Gurtstehblech vor Überbeanspruchung zu schützen, sind die Futter der Fig. 150 beiderseits verlängert und mit dem Stehblech durch besondere Niete zu einem Ganzen vereinigt. Bei noch größer werdenden Stabkräften in den Füllungsstäben wird die Unterbringung der erforderlichen Anschlußniete auf die Höhe des Stehblechs oft unmöglich; das Stehblech wird dann in den Knotenpunkten durch ein Knotenblech ersetzt und an dieses durch Stoflaschen beiderseits angeschlossen.

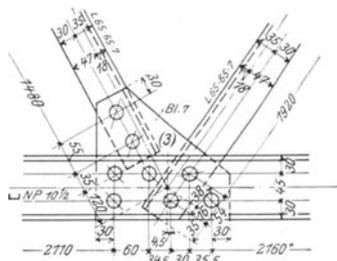


Fig. 149.

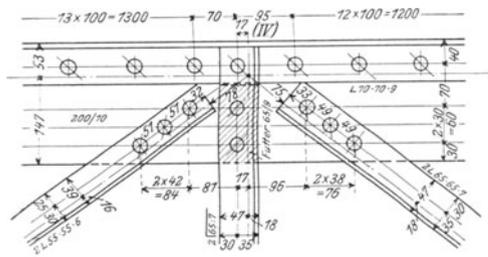


Fig. 150.

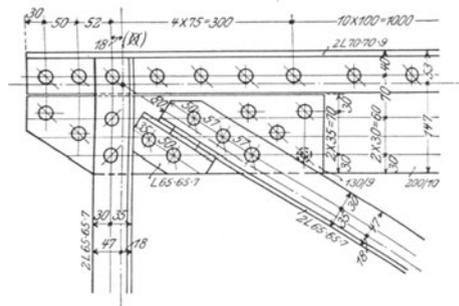


Fig. 151.

Aufgabe 25. Es ist der Knotenpunkt C⁽³⁾ des in Fig. 145 dargestellten Kühlturms zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 5).

Auflösung. Der Knotenpunkt ist in Fig. 152 dargestellt. Da bei allen Füllungsstäben die in der Mantelfachwerkebene liegenden Querschnittsteile zur Aufnahme der Stabkraft genügen, fällt hier deren Richtungslinie mit der Wurzellinie zusammen. Eine im Punkte A des Meridians C⁽¹⁾ — C⁽³⁾ (Fig. 153) rechtwinklig zu ihm gelegte Ebene schneidet die Ebene der beiden anschließenden Mantelfachwerke in den Geraden AD und AE; sie schließen den Winkel 2φ ein, der sich aus $\text{tg } \varphi = \frac{h \cot \gamma \text{ tg } \omega}{h \cos \gamma}$ zu $\text{tg } \varphi = \frac{\text{tg } \omega}{\sin \gamma}$ berechnet, wo γ der Neigungswinkel des Meridians, 2ω der im Grundriß gemessene Winkel zwischen den beiden Mantelfachebenen ist; mit dem aus Fig. 145^d folgenden Wert $\sin \gamma = \frac{20000}{20100}$ und ω = 60° wird $\text{tg } \varphi = 1,74071$. Diesem Winkel entsprechend ist das Knotenblech zu beiden Seiten des J-förmigen Meridians abzubiegen. Um das abgelenkte Blech auszusteifen und gleichzeitig den auf die Ringstäbe treffenden Winddruck unmittelbar auf den Meridian zu übertragen, sind die L NP. 18 mit Winkeleisen an ein in der Radialebene liegendes lotrecht Blech angeschlossen; da der Steg des L-Eisens rechtwinklig zur Mantelfachwerk-

ebene (Fig. 145°) steht, so erfordert der Anschluß ein keilförmiges Futterstück, dessen Anzug sich bei 120 mm Breite aus Fig. 145° zu $120 \cdot \frac{1732}{20000} = 10,4$ mm ergibt.

Die Aussteifung der abgebogenen Knotenbleche ist bei der Durchbildung räumlicher Knotenpunkte schwierig, aber, besonders bei größeren Stabkräften in den Füllungsstäben, von größter Wichtigkeit, in erster Linie mit Rücksicht auf die gedrückten Stäbe, deren Endpunkte bei der Berechnung (Gl. 27) als in der Stabachse geführt, in einer zur Stabachse rechtwinkligen Ebene aber als unbeweglich vorausgesetzt werden; diese Unbeweglichkeit ist aber durch die abgebogenen dünnen Knotenbleche an sich nicht gegeben; diese bedürfen daher auf alle Fälle der biegungsfesten Aussteifung, die erst dann als vollkommen anzusehen ist, wenn jeder beliebige durch das Knotenblech geführte Schnitt mindestens ein Aussteifungseisen trifft.

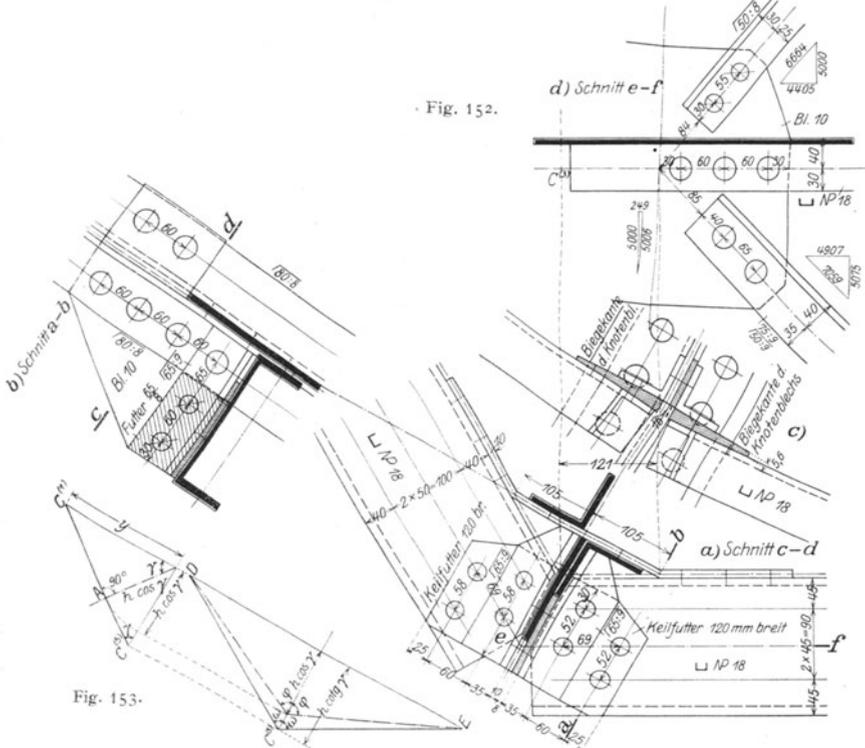


Fig. 152.

Fig. 153.

d) Die Gurtstäbe werden in den Knotenpunkten gestoßen, wenn

α) der Fachwerkträger als Ganzes in mehrere Einzelteile zerlegt werden muß und zwar mit Rücksicht entweder auf die erhältlichen Walzlängen oder 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 wesentliche 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 Stoßblase zu decken; für die in der Trägerebene liegenden Querschnittsteile darf das Knotenblech als Stoßblase mitbenutzt werden. Auf die Vermeidung von Fugen, die zur Ansammlung von Staub, Schmutz und Rost Anlaß geben, ist besonders bei im Freien liegenden Trägern zu achten.

Aufgabe 26. Der in Fig. 141 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. 154 dargestellt. Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 158,8 \text{ qcm}$ ($2 \frac{300}{10} + 2 \cdot 200 \cdot 100 \cdot 16 + 2 \frac{120}{10}$) 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

$$\begin{aligned} \text{eines Stehblechs} & \left\{ \begin{array}{l} (10,0 - 2,3) \cdot 1,0 = 7,7 \text{ qcm}; \quad 7,7 \cdot 0,28 = 2 \\ (20,0 - 2,3) \cdot 1,0 = 17,7 \text{ qcm}; \quad 17,7 \cdot 0,28 = 5 \\ \hline 25,4 \text{ qcm} \quad 7, \end{array} \right. \\ \text{eines Winkels} & \left\{ \begin{array}{l} 10,0 \cdot 1,6 = 16,0 \text{ qcm}; \quad 16,0 \cdot 0,28 = 4 \\ (18,4 - 2,3) \cdot 1,6 = 25,8 \text{ qcm}; \quad 25,8 \cdot 0,28 = 7 \\ \hline 41,8 \text{ qcm} \quad 11, \end{array} \right. \\ \text{einer Lamelle} & \quad 12,0 \cdot 1,0 = 12,0 \text{ qcm}; \quad 12,0 \cdot 0,28 = 4, \end{aligned}$$

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

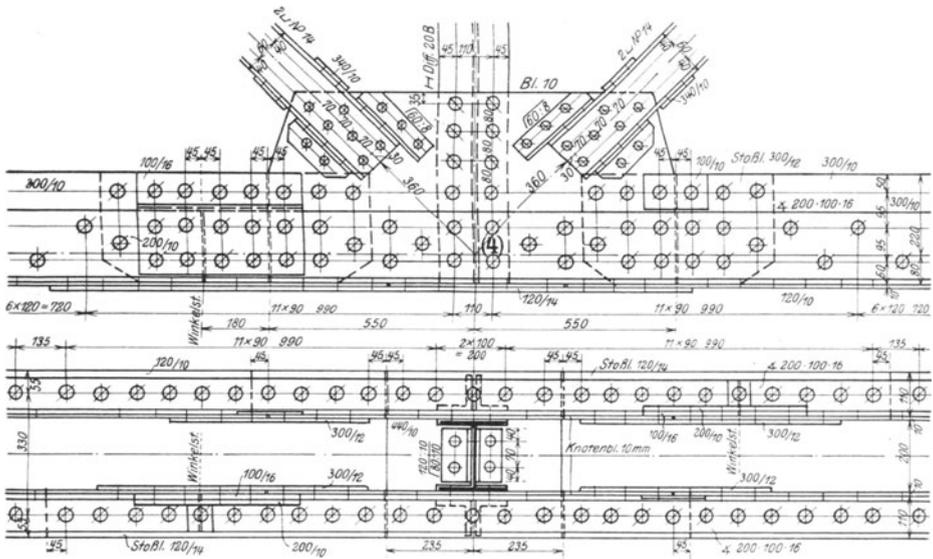


Fig. 154.

Das Stehblech ist beiderseits des Knotenpunkts gestoßen und in das mit ihm bündig liegende, 10 mm starke Knotenblech durch innen liegende Laschen $\frac{300}{12}$ mit $(30,0 - 3 \cdot 2,3) 1,2 = 27,7 \text{ qcm}$ Fläche mit je 8 Anschlußnieten eingebunden; da bei der Berechnung der wirklich vorhandenen Fläche 2 Niete in Abzug gebracht sind, dürfen in der ersten Nietreihe der Stoßlasche auch nur 2 Niete angeordnet werden. Das außenliegende Flacheisen $\frac{100}{10}$ bzw. $\frac{100}{16}$ sichert die offene Fuge gegen Eindringen von Schmutz und Feuchtigkeit.

Die Winkelbleisen sind in den beiden Gurtwänden symmetrisch zum Knotenpunkt (4) gestoßen, und zwar der wagerechte Schenkel $\frac{100}{16}$ durch eine Lamelle $\frac{120}{14}$ mit $16,8 \text{ qcm}$ Fläche und 4 Anschlußnieten, der senkrechte aber durch die innere Stoßlasche $\frac{300}{12}$ des Stehblechs und eine äußere Stoßlasche $\frac{300}{10}$ mit $(1,2 + 1,0)(20,0 - 3 \cdot 2,3) = 28,8 \text{ qcm}$ Fläche und 4 doppelschnittigen Nieten von $23 \text{ mm } \phi$, die bei 860 kg/qcm tatsächlicher Zugbeanspruchung des Gurtquerschnitts die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{25,8 \cdot 860}{2 \cdot 4 \cdot 4,2} = 660 \text{ kg/qcm}$ (zulässig $0,9 \cdot 870 = 780 \text{ kg/qcm}$) und $\sigma_t = \frac{25,8 \cdot 860}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,6} = 1510 \text{ kg/qcm}$ (zulässig $2 \cdot 780 = 1560 \text{ kg/qcm}$) erleiden. Das äußere Flacheisen $\frac{100}{16}$ dient zur Schließung der sonst entstehenden Rinnenfuge von 16 mm Breite; die innere Lasche $\frac{300}{12}$ 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.

Die Lamellen sind am Knotenpunkt durch ein beide Gurtwände verbindendes wagerechtes Bindblech ersetzt, an das die Vertikale wieder durch Winkel w (vgl. Fig. 148) angeschlossen ist. Der Stoß ist durch die auch für den Stoß der wagerechten Winkelschenkel benutzten Laschen $\frac{120}{14}$ 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 $4d \approx 90$ mm gewählt.

Aufgabe 27. Der in Fig. 64^k dargestellte Binderträger ist mit Rücksicht auf Versand und Montage nach der Linie $(2) - (IV)$ geteilt; es ist der Stoß im Knotenpunkt (2) des Untergurts zu berechnen und zu entwerfen (vgl. Zahlentafel 1).

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 155 dargestellt. Die in der Trägerebene liegenden Winkelschenkel sind durch das 14 mm starke Knotenblech, die rechtwinklig dazu liegenden durch eine besondere Stoßlasche $\frac{170}{8}$ mit $(17,0 - 2 \cdot 2,0) \cdot 0,8 = 10,4$ qcm Fläche gedeckt; diese überträgt von der im Stab $(2) - (2')$ herrschenden Zugkraft von 11,3 t den Betrag $\frac{11,3}{19,8} \cdot 2 \cdot 7,5 \cdot 0,8 = 6,8$ t, der mit

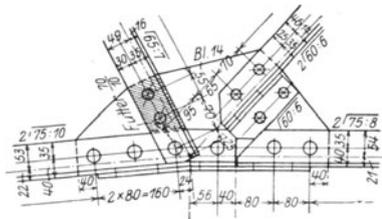


Fig. 155.

$$F_s = \frac{4}{3} \cdot 6,8 = 9,1 \text{ qcm nach Gl. 3): } n_s = \frac{9,1}{3,1} = 3 \text{ und}$$

nach Gl. 4): $n_l = \frac{9,1}{2 \cdot 2,0 \cdot 0,8} = 3$ einschnittige Niete von 20 mm ϕ erfordert; vorhanden sind in der Lasche 4 Niete. Der Restbetrag der Stabkraft mit $11,3 - 6,8 = 4,5$ t wird in das Knotenblech eingebunden und erfordert nach Gl. 6): $z_s = \frac{4,5}{2 \cdot 3,1} = 2$

$$\text{und nach Gl. 7): } z_l = \frac{4,5}{2 \cdot 2,0 \cdot 1,4} = 1 \text{ dopschnittige Niete von 20 mm } \phi; \text{ vorhanden sind im Knotenblech 2 dopschnittige Niete.}$$

Von der Stabkraft $(1) - (2)$ bleibt durch das Knotenblech der Teil $18,7 - 6,8 = 11,9$ t zu übertragen, so daß es in einer Breite von $\frac{11,9}{1,4} = 8,5$ cm wirksam einzuführen ist; seine Mitwirkung auf diese die Winkelschenkelbreite um $8,5 - 7,5 = 1,0$ cm übertreffende Breite wird durch die über die Gurtwinkel mit Futterstücken hinweggeführten Winkel des Vertikalstabes $(2) - (II)$ gewährleistet (vgl. Fig. 147). Mit $F_s = \frac{4}{3} \cdot 11,9 = 15,9$ qcm sind im Knotenblech nach Gl. 6): $z_s = \frac{15,9}{2 \cdot 3,1} = 3$ und

nach Gl. 7): $z_l = \frac{15,9}{2 \cdot 2,0 \cdot 1,4} = 3$ dopschnittige Niete von 20 mm ϕ erforderlich. Die Gurtwinkel $75 \cdot 75 \cdot 10$ des Gurtstabs $(1) - (2)$ sind über den Knotenpunkt (2) hinaus mitgebogen, um ein Geradenrecken der abgebogenen Stoßlasche $\frac{170}{8}$ zu verhindern.

Aufgabe 28. Der Obergurt des Trapezträgers Fig. 141 ist im Knotenpunkt I_1 wegen der dort eintretenden starken Richtungsänderung seiner Stabachse gestoßen; der Stoß soll berechnet und entworfen werden (vgl. Zahlentafel 2).

Auflösung. Der Stoß ist in Fig. 156 dargestellt. Die beiden \square NP. 24 sind schräg (auf Gehrung) zusammengeschnitten; ihre Stege sind durch das Knotenblech gedeckt; die Stoßfuge ist durch ein aufgenietetes Flacheisen $\frac{70}{10}$ gegen den Zutritt von Staub und Feuchtigkeit geschützt; die unteren Flanschen sind durch im Knotenpunkt abgebogene Hilfswinkel $80 \cdot 80 \cdot 12$ ineinander bzw. in das Knotenblech eingebunden; die oberen Flanschen sind durch innen angeordnete, ebenfalls abgebogene Winkel $100 \cdot 100 \cdot 12$ ersetzt. Die Überführung der Lamelle $\frac{400}{12}$ des Gurtstabs I_1 bis II_1 in die beiden Lamellen $\frac{90}{12}$ des Stabes (o) bis I_1 erfolgt durch eine Stoßlamelle $\frac{400}{12}$, die im Knotenpunkt abgebogen und durch die inneren Hilfswinkel ausgesteift ist.

Stab $I_1 - II_1$. Nach Zahlentafel 2 ist die vorhandene Fläche $F = 132,6$ qcm und die erforderliche Nietanzahl $n = 36$, so daß auf 1 qcm Fläche $v = \frac{36}{132,6} = 0,27$ Niete erforderlich sind; es ergeben sich daher für den Anschluß

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

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.

winkel $75.75.10$ an das innere Knotenblech angeschlossen ist; auf dieselbe Länge ist zwischen beiden Blechen ein Futter von der Stärke des \perp -Eisenstegs erforderlich. Die untere Lamelle der Diagonalen liegt mit dem inneren Knotenblech, die obere mit dem Futterblech bündig, so daß die Stoßlasche $220/30$ der unteren gegen das äußere Knotenblech stößt und in dieses durch eine zweite Stoßlasche $220/30$ eingebunden ist (vgl. Schnitt $e-f-g$). Die Gesamtlechstärke am Bolzen beträgt $2 \times 3 \times 10 = 60$ mm.

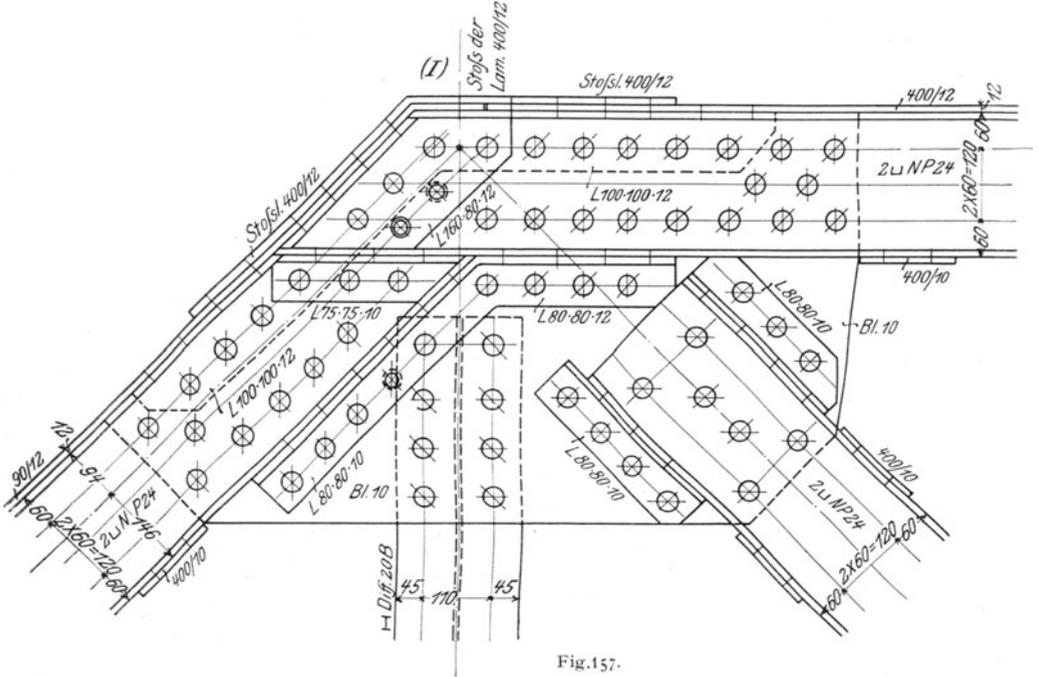


Fig. 157.

Die drei Stäbe des Kragarms sind an 2 Knotenbleche von je 24 mm Stärke angeschlossen, die dicht an den inneren Knotenblechen des eingehängten Trägers liegen; daher sind zum Anschluß der \perp -Eisenstege des Gurts Futterbleche von 10 mm Stärke erforderlich, die vor den Knotenblechen durch je 6 Niete mit dem Steg zu einem einheitlichen Ganzen verbunden sind.

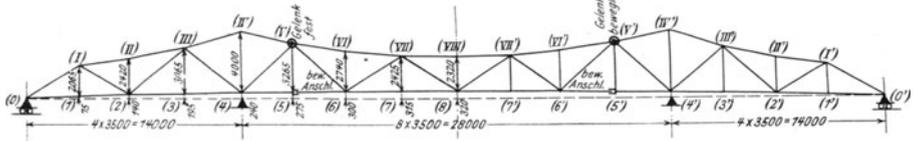


Fig. 158 (vgl. Fig. 482).

Der zweischmittige Gelenkbolzen von 100 mm ϕ hat 78,5 qcm Scherfläche und $\frac{\pi \cdot 10,0^3}{32} = 98,0 \text{ cm}^3$ Widerstandsmoment, erleidet das Biegemoment $M = \frac{71000}{2} \cdot \frac{2,4 + 5,0}{2} = 95900 \text{ cmkg}$ und daher die Beanspruchung auf

$$\begin{aligned} \text{Abscheren } \sigma_s &= \frac{71000}{2 \cdot 78,5} = 450 \text{ kg/qcm (zul. 900 kg/qcm),} \\ \text{Lochleibungsdruck } \sigma_l &= \frac{71000}{10,0 \cdot 2 \cdot 2,4} = 1480 \text{ kg/qcm (zul. 1800 kg/qcm).} \\ \text{Biegung } \sigma_b &= \frac{95900}{98,0} = 980 \text{ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm).} \end{aligned}$$

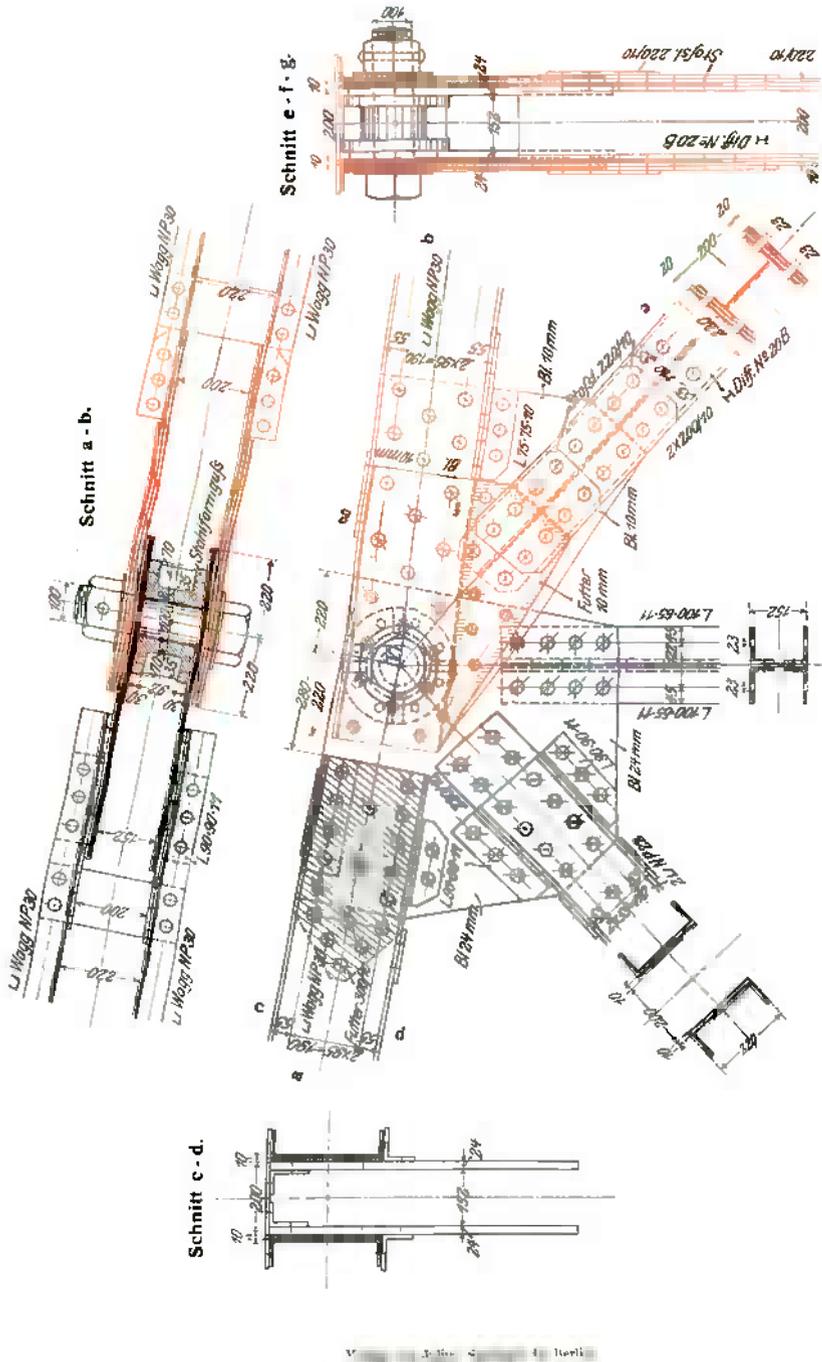


Fig. 150: Festes Gelenk des Brückenträgers Fig. 158.

Um den Lichtraum zwischen den Knotenblechen des Kragarms zu wahren, ist über den Bolzen eine Hülse aus Stahlformguß geschoben, die mit diesen Knotenblechen durch je 8 Stiftschrauben von 16 mm ϕ verbunden ist.

e) Die Füllungsstäbe erfordern zwischen ihren Endknotenpunkten Stöße, wenn α) ihre Länge über die erhältlichen Walzlängen oder über die durch Montage oder Versand bedingten größten Längsabmessungen hinausgeht, ein Fall, der nur bei Trägern von sehr großer Spannweite und Höhe vorkommt;

β) bei Anordnung gekreuzter Diagonalen die in der Fachwerkebene bündig liegenden Querschnitte die stoßfreie Durchführung beider Diagonalen an der Kreuzungsstelle nicht gestatten.

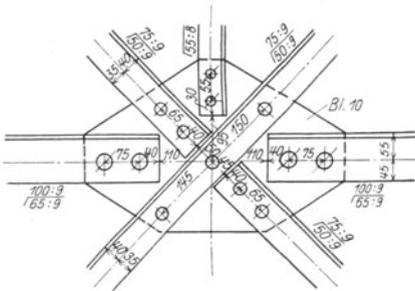


Fig. 160.

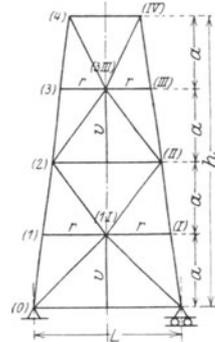


Fig. 161.

Genügen zur Aufnahme der ganzen Stabkraft schon die in der Trägerebene liegenden Querschnittsteile, so werden auch nur diese an das an der Kreuzungsstelle erforderliche, gleichzeitig als Stoßlasche dienende Knotenblech angeschlossen. Als Beispiel ist in Fig. 160 der Kreuzungspunkt der Diagonalen im 3. Geschoß des Kühlturms Fig. 145 dargestellt; die am inneren Flansch der wagerechten \perp -Eisenringe befestigte Holzverschalung des Turmes bedingt die bündige Lage der Diagonalwinkleisen mit nach außen gerichteten Schenkeln (vgl. Aufg. 20). Werden dagegen auch die rechtwinklig zur Trägerebene liegenden Querschnittsteile zur Aufnahme der Stabkraft mit herangezogen, so müssen auch sie mit besonderen Winkleisen an das Knotenblech angeschlossen werden (vgl. Fig. 18). Es ist stets fehlerhaft, in dem einen Schenkel eines Winkleisens oder in dem Steg eines \perp -Eisens mehr Nieten anzuordnen als der nutzbaren Querschnittsfläche des Schenkels bzw. Stegs entspricht, weil bei dieser Anordnung nicht nur der Schenkel bzw. Steg, sondern auch das Knotenblech über die zulässige Grenze hinaus beansprucht werden.

γ) bei Anordnung gekreuzter Diagonalen deren Stabachse im Kreuzungspunkt eine wesentliche Richtungsänderung erleidet.

Dieser Fall kommt häufig bei Pfeilern (Fig. 161) vor, wenn die Knicklänge der Gurtstäbe durch vom Kreuzungspunkt der Diagonalen ausgehende Hilfsstäbe (γ und v in Fig. 161) in eine Anzahl gleicher Teile untergeteilt werden soll, im Gegensatz zu Fig. 145, bei der diese Unterteilung wegen der geradlinig durchgeführten Diagonalen ungleich wird. Für die Ausbildung des Stoßes gelten die unter β) angeführten Regeln.

Der Anschluß der zur Verringerung der Knicklänge eines Fachwerkstabes dienenden Hilfsstäbe (γ und v in Fig. 145 und 161) ist mit Sorgfalt durchzubilden, damit der gewollte Zweck auch tatsächlich erreicht wird. Das gilt ganz besonders für räumliche Fachwerkträger, bei denen ein Abbiegen und daher eine Aussteifung der Anschlußbleche entsprechend den an Aufg. 25

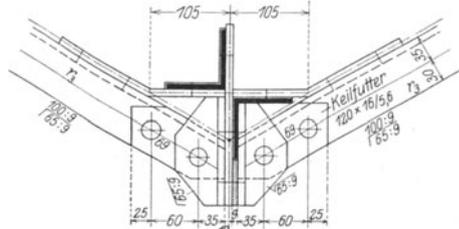


Fig. 162.

Aufgabe 30. In welcher Entfernung müssen die beiden Obergurtwinkel 110-110-10 des Binderträgers Fig. 61^k miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 1 ist $S = 24,4$ t, nach den Normalprofiltabellen $i_{\min} = 98$ cm⁴, daher mit $n = 2$ und $\mathfrak{S} = 4$ (vgl. Aufg. 16) $\lambda = \sqrt{\frac{2 \cdot 98}{4 \cdot 12,2}} = 2,0$ m; da die Stablänge $s = 2,8$ m ist, so sind beide Winkeleisen in den Drittelpunkten miteinander zu verbinden.

Aufgabe 31. In welcher Entfernung müssen die beiden Querschnittsteile des Stabes $\rho_0 - I$ des Trapezträgers Fig. 141 miteinander verbunden werden?

Auflösung. Nach Zahlentafel 2 ist $S = 88,5$ t, daher mit $i_{\min} = 340$ cm⁴ (1 \square NP. 24 + $\frac{90}{12}$), $n = 2$ und $\mathfrak{S} = 5$ (vgl. Aufg. 17) $\lambda = \sqrt{\frac{2 \cdot 340}{5 \cdot 44,3}} = 1,75$ m; da die Stablänge $s = 4,9$ m ist, so sind die beiden Teile in den Drittelpunkten miteinander zu verbinden.

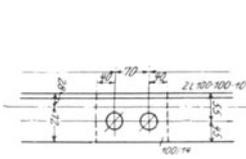


Fig. 166.

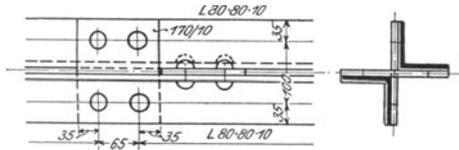


Fig. 167.

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 mindestens zwei, bei größeren Stabkräften besser drei hintereinandersitzende Nieten anzuschließen sind (Fig. 166). Bei kreuzförmigen Querschnitten (Fig. 167) werden die Bindbleche paarweise in den rechtwinklig zueinander stehenden Ebenen angeordnet.

Bei kastenförmigen Querschnitten sind die Bindbleche an jeden Querschnittsteil mit mindestens drei hintereinandersitzenden Nieten anzuschließen. Die in Fig. 168 für den Stab $\rho_0 - III$, des Trapezträgers Fig. 141 dargestellte alleinige Verbindung der Flanschen genügt bis zu etwa 200 mm Höhe des Stegs bzw. Stehblechs; darüber hinaus treten an Stelle der Bindebleche genietete Quer-

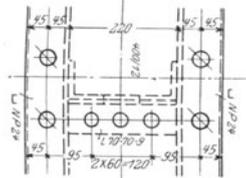


Fig. 169^a.

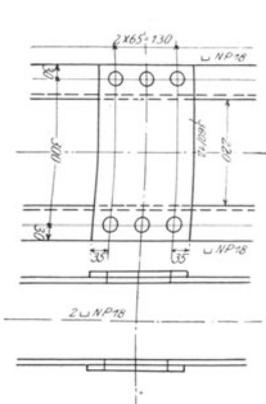


Fig. 168.

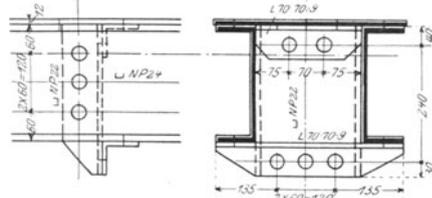
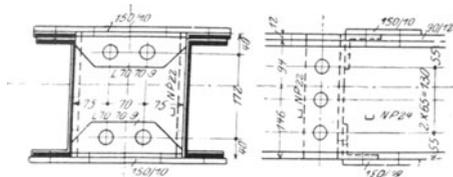


Fig. 169^b.



rahmen, die an alle Querschnittsteile (Steg, Flanschen bzw. Gurtwinkel und Lamellen) anzuschließen sind. Für den Obergurt des Trapezträgers Fig. 141 ist ein solcher Querrahmen in Fig. 169^a dargestellt; er besteht aus einem \perp NP. 22 zur unmittelbaren Verbindung der Stege und aus Saumwinkeln 70-70-9 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. 169^b, die den Querrahmen des Stabes ρ_0 bis ρ_1 des Trägers Fig. 141 darstellt.

Erfordern stark beanspruchte Stäbe eine Querschnittsausbildung als genietete Kasten-träger 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 Vertikalen und Diagonalen nach Fig. 170^a miteinander verbunden; jede Diagonale ist mit mindestens zwei Nieten anzuschließen; 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 Gitterstäbe als Flacheisen aus, die an der Unterseite durch Winkeleisen so weit ausgesteift sind, wie es der Lichtraum zwischen beiden Wandungen gestattet. Werden die Diagonalen in jedem Feld gekreuzt ausgeführt (Fig. 170^b), 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 erforderlich, um ihre möglichst gleiche Ablängung zwischen den Knotenpunkten herbeizuführen.

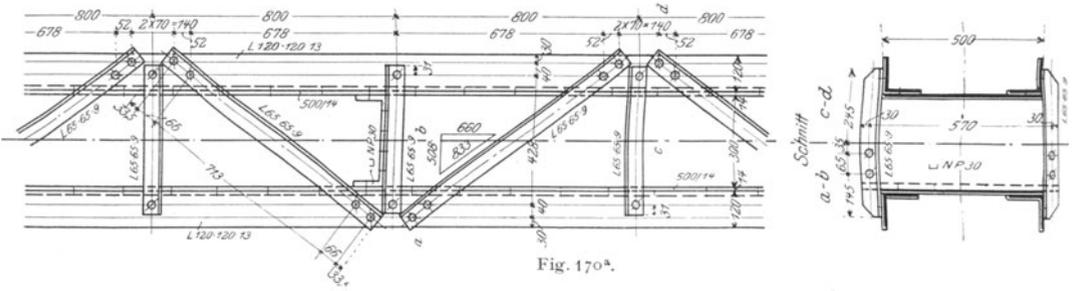


Fig. 170^a.

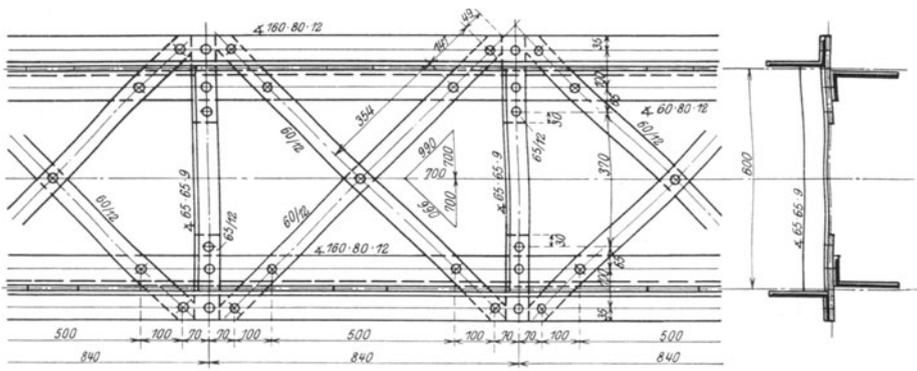


Fig. 170^b.

Für Futterbleche nach Fig. 166 und 167 genügt hier ein Niet, für Bindbleche nach Fig. 168 zwei Nieten; statt der Bindbleche können auch \perp -Eisen zwischen den Stegen bzw. Stehblechen nach Fig. 171 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 Nieten, darüber hinaus werden Querverbindungen und Vergitterungen in der bei den Druckstäben üblichen Anordnung gewählt.

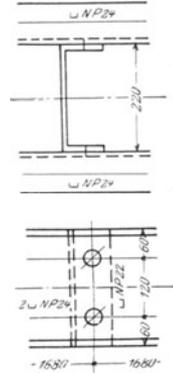


Fig. 171:

4. Auflagerung.

Die Auflager der Fachwerkträger werden bei Hochbaukonstruktionen bis zu 24 m, bei Brückenkonstruktionen bis zu 17 m Spannweite als Gleitlager nach Fig. 115 bis 118 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 rechtwinklig zur Trägerebene geschützt sein.

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 lotrechten Last bei

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

bei Berücksichtigung der lotrechten und wagerechten Lasten bei

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

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 rechtwinklig zur Trägerebene wird entweder durch seitliche Bunde (Fig. 172) 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 30 bis 50 mm Breite und 20 bis 30 mm Höhe (Fig. 173), 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. 172) oder aber durch beiderseitige Führungsleisten (Fig. 173) verhindert, die oben konisch abgedreht sind und in entsprechende, um 2 bis 4 mm breitere Lücken an beiden Lagerplatten eingreifen.

Aufgabe 32. Für den Trapezträger Fig. 64^b beträgt

der lotrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N_0 = 27,3 \text{ t}$;
 Wind rechtwinklig 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 $k_w = 25 \text{ kg/qcm}$.

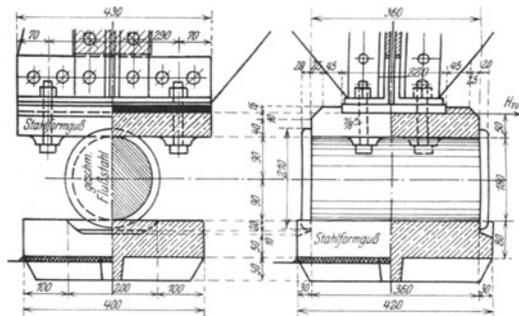


Fig. 172 (vgl. Fig. 477).

Auflösung. Das Auflager ist in Fig. 172 dargestellt; die Rolle besteht aus geschmiedetem Flußstahl, die beiden Lagerplatten aus Stahlfornieß. 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 $\sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{0,76}{9}} 2150 = 5,7 \text{ t/qcm}$ (zulässig 6,0 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 die Beanspruchung $\sigma = \frac{154 \cdot 300 \cdot 6}{36 \cdot 5^3} = 1030 \text{ kg/qcm}$ (zulässig 1200 kg/qcm). Der Auflagerquerschnitt der unteren Grundplatte hat eine Fläche von $40 \cdot 42 = 1680 \text{ qcm}$ und ein Widerstandsmoment von $\frac{40 \cdot 42^3}{6} = 11760 \text{ cm}^3$, 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 $\frac{1 \cdot 5^3}{6} = 4,1 \text{ cm}^3$, 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 t zeigt Fig. 173¹⁾ 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 Auflager ist in Fig. 174¹⁾ für den Fall dargestellt, daß beide Auflager gleiche Konstruktionshöhe erhalten, um an beiden Widerlagern gleiche Höhe für den Auflagerstein zu erzielen. Die an beiden Seiten vorstehenden Zähne z verhindern wie in Fig. 118 gleichzeitig die Längs- und Querverschieblichkeit. Die große Höhe des Lagers bringt bei Einwirkung wagerechter Kräfte (Winddruck, Brems- und Fliehkraft) eine wesentliche Druckvermehrung zwischen Grundplatte und Auflagerstein mit sich (vgl. Aufg. 33); man kann daher unter Verzicht auf die gleiche Höhenlage beider Auflagerquader das feste Auflager auch entsprechend den Fig. 115 bis 118 ausbilden.

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

β) Bei zwei- und mehrrolligen Lagern ist die obere Auflagerplatte zu wölben; ihre Verbindung mit dem Träger erfolgt bei einteiliger Ausführung durch oben konisch

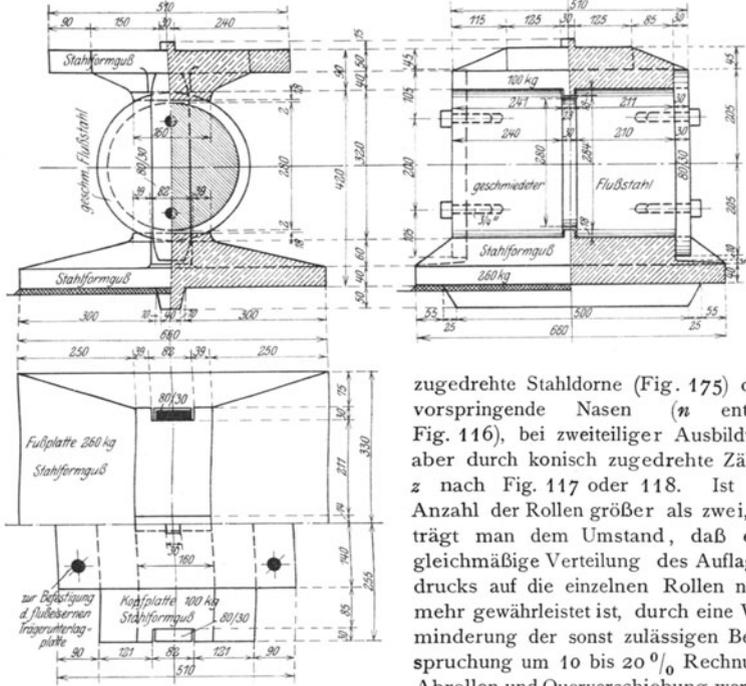


Fig. 173.

zugedrehte Stahldorne (Fig. 175) oder vorspringende Nasen (n entspr. Fig. 116), bei zweiteiliger Ausbildung aber durch konisch zugedrehte Zähne z nach Fig. 117 oder 118. Ist die Anzahl der Rollen größer als zwei, so trägt man dem Umstand, daß eine gleichmäßige Verteilung des Auflagedrucks auf die einzelnen Rollen nicht mehr gewährleistet ist, durch eine Verminderung der sonst zulässigen Beanspruchung um 10 bis 20 % Rechnung. Abrollen und Querverschiebung werden wie beim Einrollenlager verhindert.

Aufgabe 33. Für den Trapezträger Fig. 141 beträgt
 der lotrechte Stützdruck infolge ständiger und Verkehrslast $N_0 = 78,1 \text{ t}$
 der wagerechte Stützdruck infolge Wind $H_m = 4,0 \text{ t}$
 Wind \perp zur Trägerebene $N_m = 3,3 \text{ t}$
 Bremslast \parallel zur Trägerebene $N_b = 0,5 \text{ t}$
 Bremslast \parallel zur Trägerebene $H_b = 15,0 \text{ t}$
 $\left. \begin{array}{l} N_0 = 78,1 \text{ t} \\ N_m = 3,3 \text{ t} \\ N_b = 0,5 \text{ t} \end{array} \right\} \Sigma N = 81,4 \text{ t}$

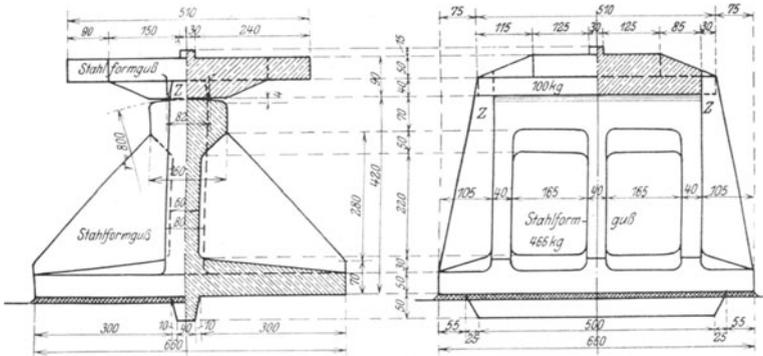


Fig. 174.

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

Auflösung. Das bewegliche zweirollige Lager ist in Fig. 175 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 verbunden; mit $p = \frac{81,4}{2 \cdot 42} = 0,97 \text{ t/qcm}$ 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).

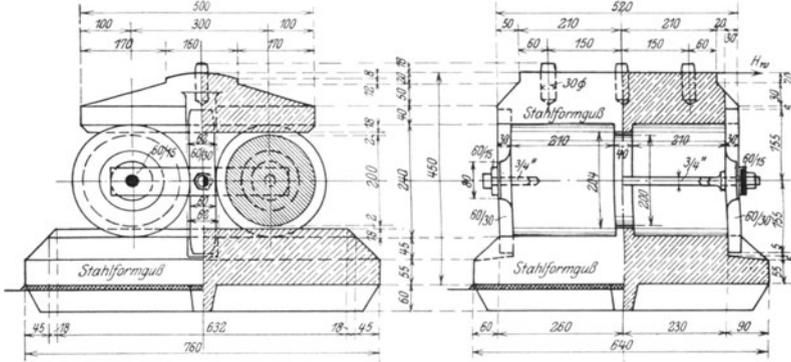


Fig. 175.

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

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

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

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 zugedrehten Führungsleisten zum Schutz gegen Abrollen drehbar angeschlossen sind; der Anschluß erfolgt durch einen beide Leisten verbindenden Schraubenbolzen von 20 mm ϕ .

Der Auflagerquerschnitt der unteren Grundplatte hat eine Fläche von $76 \cdot 64 = 4864 \text{ qcm}$ und ein Widerstandsmoment von $76 \cdot \frac{64^3}{6} = 51880 \text{ cm}^3$; daher der Druck auf den Werkstein

$$\sigma = \frac{81400}{4864} + \frac{4000 \cdot 45}{51880} = 16,8 + 3,5 = 20,3 \text{ kg/qcm (zul. } 35 \text{ kg/qcm)}. \text{ Für einen 1 cm breiten Streifen der Platte berechnet sich daher das größte Biegemoment unter den Rollen zu } M = 20,3 \cdot 1 \cdot \frac{23^3}{2} = 5370 \text{ cmkg}, \text{ das Widerstandsmoment zu } 1 \cdot \frac{5,5^3}{6} = 5,0 \text{ cm}^3, \text{ daher die Beanspruchung } \sigma_b = \frac{5370}{5,0} = 1080 \text{ kg/qcm (zul. } 1200 \text{ kg/qcm)}.$$

Das in gleicher Höhe ausgebildete feste Auflager zeigt Fig. 176. 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 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

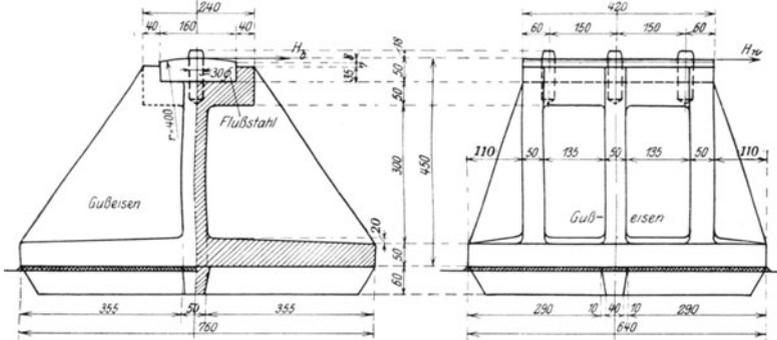


Fig. 176.

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 $M = 1 \cdot 31,5 \cdot \frac{11^2}{2} = 1906$ cmkg, daher bei 70 mm Stärke die Biegebeanspruchung $\sigma_b = \frac{1906 \cdot 6}{1 \cdot 7^2} = 240$ 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 $M = (5 + 17,75) \cdot \frac{26^2}{2} \cdot 31,5 = 242\,220$ cmkg, daher ohne Berücksichtigung der wagerechten Platte die Biegebeanspruchung $\sigma_b = \frac{242\,220 \cdot 6}{5 \cdot 35^2} = 240$ kg/qcm (zul. 250 kg/qcm).

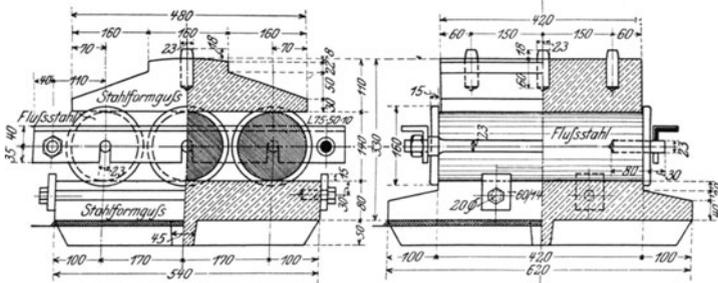


Fig. 177^a.

Fig. 177^b.

Ein für die Stützdrücke $N_0 = 59,0$ t, $N_m = 1,8$ t und $H_w = 3,0$ t (vgl. Aufg. 35) entworfenes dreireiliges Lager, dessen Konstruktionshöhe auf 350 mm beschränkt ist, zeigt Fig. 177. In den

Mittelpunkten der Rollen sind Stifte von 23 mm ϕ eingeschraubt, über die sich beiderseits Winkel-eisen 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 Winkel-eisen) zu einem abnehmbaren Rahmen miteinander verbunden. Das Abrollen wird durch beider-seits an die Grundplatte angeschraubte, die Lauffläche um 15 mm überragende Flacheisenstücke verhindert; statt dessen können auch, am besten in der Ebene der Rollenbunde, Erhöhungen an-gegossen 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 Tempe-raturänderung um t^0 , so kommt nur ein diesem Maß λ entsprechender Teil des Rollen-umfangs nach beiden Seiten hin zum Abrollen; es ist daher gestattet, die seitlichen Teile einer Rolle nach Fig. 178 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. Ab-rollen und Querverschiebung werden wie bei den Rollenlagern verhindert.

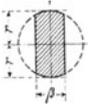


Fig. 178.

Bei der Verschiebung des Trägers 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 $\operatorname{tg} \alpha = \frac{\lambda}{2r}$ berechnet werden darf. Sollen die Pendel bei der äußersten Schiefstellung nicht

zur Anlage aneinander kommen, so muß ihr Mittenabstand größer als $\frac{\beta}{\cos \alpha} = \sim \beta \left(1 + \frac{\lambda^2}{8r^2}\right)$ sein.

Aufgabe 34. Das bewegliche Gelenk im Knotenpunkt V' , des in Fig. 158 dargestellten Gerber-trägers soll als Pendellager berechnet und entworfen werden. Der lotrechte Stützdruck des ein-gehängten Trägers aus ständiger und Verkehrslast beträgt $N = 71,0$ t; der wagerechte Stützdruck aus Wind $H_w = 0,3$ t¹⁾, angreifend in Oberkante Auflager. Die Lagerteile sind aus 2%₀ igem Nickelstahl angefertigt, dessen zulässige Beanspruchung das 1,3 fache der sonst üblichen Bean-spruchung beträgt. $k = 1000$ kg/qcm; $k_s = 0,9 k$ ($\nu = 20/0$); $k_t = 2 k_s$.

Auflösung. Das Pendellager ist in Fig. 179 dargestellt; die Pendel bestehen aus geschmiedetem, die beiden Lagerplatten aus gegossenem Nickelstahl. Der Druck p für die Längeneinheit der (230 - 40) = 190 mm langem Pendel von 125 mm ϕ berechnet sich zu

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

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

1,3 · 7,0 = 9,1 t/qcm) mit Berücksichtigung des Winddrucks. Die obere Auflagerplatte erhält bei 140 mm Mittenentfernung der Pendel das Moment $M = \frac{71,0}{2} \cdot 7 = 248,5$ 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 · 1200 = 1560 kg/qcm). Die untere Lager-platte hat $38 \cdot 24 = 912$ qcm Fläche und $38 \cdot \frac{24^2}{6} = 3648$ cm³ Widerstandsmoment; daher der Druck

$$\text{auf die flußeiserne Trägerplatte } \sigma = \frac{71000}{912} + \frac{300 \cdot 42,5}{3648} = 80 \text{ kg/qcm (zul. } 1000 \text{ kg/qcm). Für einen}$$

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

beanspruchung zu $\sigma_b = \frac{5760}{8,1} = 710$ kg/qcm (zul. 1560 kg/qcm). Zur Übertragung des Stützdrucks in die Knotenbleche des Kragarms (der wieder in rot eingezeichnet ist) dienen $4 \times 6 = 24$ einschrittige 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

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

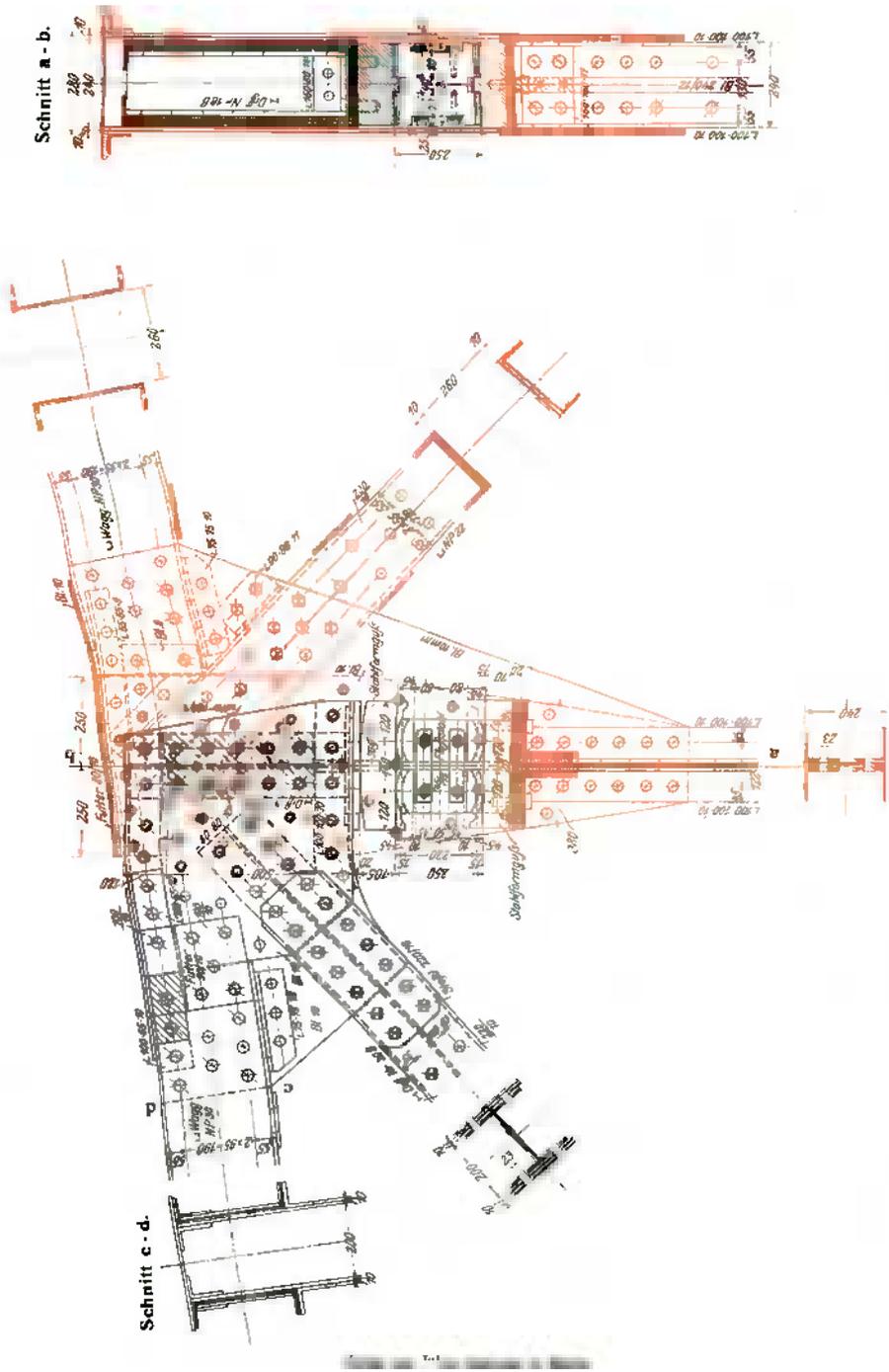


Fig. 179: Bewegliches Gelenk des Brückenträgers Fig. 158.

$\lambda = 12 \cdot 10^{-6} \cdot 35 \cdot 28 \cdot 10^8 = 12 \text{ mm}$, so daß sich der geringste Mittenabstand der Pendel zu $120 \left(1 + \frac{12^2}{8 \cdot 125^2}\right) = 120 \text{ mm}$ ergibt; gewählt sind 140 mm. Die Parallelführung der Pendel ist beiderseits durch 2 Flacheisen $45/15$ 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 Führungsflacheisen legen; der zwischen beiden Kanten erforderliche Spielraum berechnet sich bei der geringen Größe der Bewegungen genau genug zu $x = \frac{\beta}{2} \text{tg } \alpha = \frac{\beta \lambda}{4r}$

$= \frac{120 \cdot 12}{4 \cdot 125} = 3 \text{ mm}$ (gewählt sind 10 mm zur Berücksichtigung der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Bewegung). Das Moment für den über der Aussparung vorstehenden Pendelteil wird hinreichend genau $M = 7,7 \cdot 1 \cdot \frac{2,5^2}{2} = 24,1 \text{ cmt}$, daher $\sigma_b = \frac{24 \cdot 100 \cdot 6}{12 \cdot 4,5^2} = 600 \text{ kg/qcm}$ (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. 159) auf 260 mm erweitert.

b) Die Kipplager.

a) 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 Pendeln aufruht. Zapfen und untere Kipplatte in einem Stück zu gießen, ist zulässig, aber nicht empfehlenswert. Die Berechnung des Zapfens, der beiderseits zur Verhinderung der Querverschiebung mit Bunden versehen wird, erfolgt nach Gl. 20.

Aufgabe 35. Das dreireilige Lager Fig. 177 soll als Kipplager berechnet und entworfen werden. $N_0 = 59,0 \text{ t}$; $N_m = 1,8 \text{ t}$; $H_m = 3,0 \text{ t}$. Zulässige Beanspruchung des Werksteins $k_w = 20 \text{ kg/qcm}$ ohne und $= 25 \text{ kg/qcm}$ mit Berücksichtigung des Winddrucks.

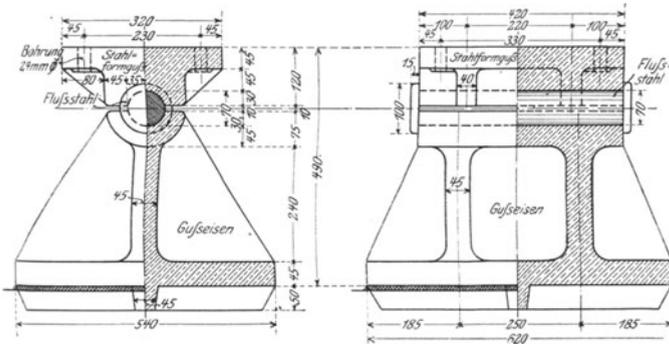


Fig. 180^a.

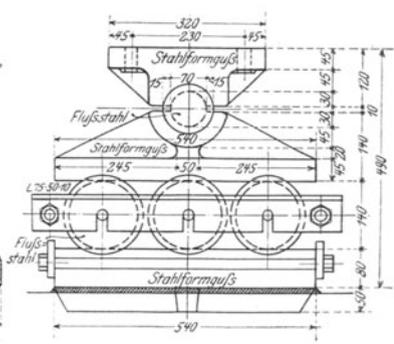


Fig. 180^b.

Auflösung. Das feste Auflager ist in Fig. 180^a, das bewegliche in 180^b dargestellt. Der Druck für die Längeneinheit des 420 mm langen Zapfens von 70 mm ϕ berechnet sich zu $\frac{60,8}{42} + \frac{3,0 \cdot 16 \cdot 6}{42^2} = 1,45 + 0,17 = 1,62 \text{ t/cm}$, daher die Druckkraft für 1 cm Rollenlänge $T = 1,62 \cdot 1 = 1,62 \text{ t}$, folglich nach Gl. 20^a) die Druckbeanspruchung des Gußeisens $\sigma = \frac{0,8 \cdot 1620}{1 \cdot 3,5} = 370 \text{ kg/qcm}$ (zul. 600 kg/qcm). Der Druck p für die Längeneinheit der 3 Rollen von 420 mm Länge und 140 mm ϕ (vgl. Fig. 177) berechnet sich zu $p_0 = \frac{59,0}{3 \cdot 42} = 0,47 \text{ t/cm}$, daher $\sigma_0 = 0,42 \sqrt{\frac{0,47}{7} \cdot 2150} = 5,0 \text{ t/qcm}$ (zul. 5,0 t/qcm) ohne und zu $p_w = \frac{60,8}{3 \cdot 42} + \frac{3,0 \cdot 41 \cdot 6}{42^2} = 0,48 + 0,14 = 0,62 \text{ t/cm}$, daher $\sigma_w = 0,42 \sqrt{\frac{0,62}{7} \cdot 2150} = 5,8 \text{ t/qcm}$

(zul. 6,0 t/qcm) mit Berücksichtigung des Winddrucks. Der Auflagerquerschnitt der unteren Grundplatte hat eine Fläche von $54 \cdot 62 = 3348$ qcm und ein Widerstandsmoment von $54 \cdot \frac{62^2}{6} = 34590$ cm³, daher der Druck auf den Auflagerstein $\sigma = \frac{60800}{3348} + \frac{3000 \cdot 49}{34590} = 18,2 + 4,3 = 22,5$ kg/qcm (zul. 25 kg/qcm). Der 100 mm vorstehende Plattenteil am beweglichen Auflager (Fig. 177b) erleidet daher unter der ungünstigen Voraussetzung einer gleichbleibenden Pressung das Moment $M = 22,5 \cdot 1 \cdot \frac{10^2}{2} = 1125$ cmkg für 1 cm Länge, folglich bei 60 mm Stärke die Biegungsbeanspruchung $\sigma_s = \frac{1125 \cdot 6}{1 \cdot 6^2} = 190$ kg/qcm (zul. 1200 kg/qcm). Das Zapfenkipplager hat den Nachteil einer größeren Konstruktionshöhe.

β) Die Kugelkipplager bestehen aus der mit dem Träger fest verbundenen, unten nach einer Hohlkugel vom Radius r_1 geformten Auflagerplatte (Fig. 181), dem an der oberen Seite nach einer Kugel vom Radius r_2 abgedrehten Zapfen und der unteren Lagerplatte, die beim festen Auflager auf dem Auflagerstein, beim beweglichen aber auf Rollen oder Pendeln aufruhet. Kugelzapfen und untere Lagerplatte in einem Stück zu gießen, ist zulässig, aber wegen der schwierigen Bearbeitung unzuweckmäßig.

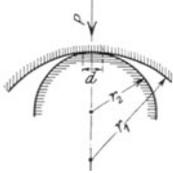


Fig. 181.

Sind E_1 und E_2 die Elastizitätsmoduln der sich nach Fig. 181 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 $k = 3,5$ t/qcm,
Stahlformguß $k = 5,5$ t/qcm.

Wird $r_1 = r_2 = r$ (Fig. 182), und berühren sich beide Körper annähernd nach der Halbkugel, so berechnet sich die größte Druckspannung unmittelbar unter der Kraft P annähernd zu

$$32) \quad \sigma = \frac{2P}{\pi d^2}$$

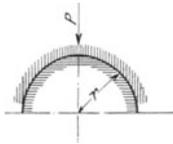


Fig. 182.

Hier darf die zulässige Beanspruchung für

Gußeisen $k = 1,0$ t/qcm,

Stahlformguß $k = 3,0$ t/qcm gewählt werden.

Ein Zahlenbeispiel findet sich in Aufg. 60.

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 zur Säulenachse rechtwinkligen Ebene unverschieblich gelagert, also nur in der Säulenachse verschieblich sind (Fig. 183); dagegen

freistehend, wenn ihr Fußpunkt eingespannt, ihr Kopfpunkt aber in jeder beliebigen Ebene verschieblich ist (Fig. 184).



Fig. 183.



Fig. 184.

A. Berechnung der Säulen.

Die Belastung einer Säule setzt sich zusammen aus lotrechten Kräften, die in der Säulenachse angreifen und die Säule auf Druck beanspruchen, und aus wagerechten 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

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

Ist \mathcal{E} die für die Säule verlangte Knicksicherheit, so ergibt sich aus der Eulerschen Gleichung für die beiderseits geführte Säule das kleinste erforderliche Trägheitsmoment zu

$$J_{\min} = \frac{\mathcal{E}}{\pi^2 E} P h^2.$$

Setzt man hierin

$$P = 1000 P_1,$$

$$h = 100 h_1,$$

wobei P_1 die Kraft in Tonnen, h_1 die freie Knicklänge in Meter bedeutet, so ergibt sich mit $\pi^2 = \sim 10$ für die beiderseits geführte Säule bei Verwendung von

$$\left. \begin{array}{l} \text{Gußeisen mit } E = 1000 \text{ t/qcm: } 33^a) \quad J_{\min} = \mathcal{E} P_1 h_1^2 \text{ mit } \mathcal{E} = 8 \\ \text{Flußeisen mit } E = 2000 \text{ t/qcm: } 33^b) \quad J_{\min} = \frac{\mathcal{E}}{2} P_1 h_1^2 \text{ mit } \mathcal{E} = 5 \end{array} \right\} \text{ für Säulen.}$$

Für die freistehende Säule ist ein viermal so großes Trägheitsmoment erforderlich.

Geht eine Säule durch mehrere Geschosse durch, so ist die Geschoßhöhe als Knicklänge einzuführen, vorausgesetzt, daß ihre Zwischenpunkte durch die anschließenden Deckenträger in der zur Säulenachse rechtwinkligen Ebene unverrückbar gehalten werden.

Aufgabe 36. In der Achse einer beiderseits geführten gußeisernen Säule von 3,0 m Höhe wirkt die Kraft $P = 15000$ kg; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen. $k = 500$ kg/qcm.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{15000}{500} = 30,0$ qcm und nach Gl. 33^a) $J_{\min} = 8 \cdot 15,0 \cdot 3,0^3 = 1080$ cm⁴. Der in Fig. 185 dargestellte Querschnitt genügt mit $F = 58,9$ qcm und $J = 1167$ cm⁴.

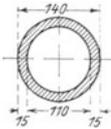


Fig. 185.

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.

Aufgabe 37. In der Achse einer beiderseits geführten flußeisernen Säule von 5,0 m Höhe wirkt die Kraft $P = 40000$ kg; es ist der erforderliche Querschnitt zu bestimmen.

$$k = 1200 \text{ kg/qcm}; k_s = \frac{3}{4} k \text{ } (\nu = \frac{1}{3}); \mathcal{E} = 5.$$

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{40000}{1200} = 33,3$ qcm und nach Gl. 33^a) $J_{\min} = 2,5 \cdot 44,0 \cdot 5,0^3 = 2750$ cm⁴. Der in Fig. 186 dargestellte Querschnitt aus zwei, in 100 mm Lichtabstand liegenden L-IP. 18 genügt mit $F = 2 \cdot 28,0 = 56,0$ qcm und $J_{\min} = 2 \cdot 1354 = 2708$ cm⁴.

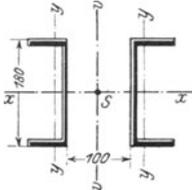


Fig. 186.

Mit $n = 2$, $S_n = \frac{40,0}{2} = 20,0$ t und $i_{\min} = 114$ cm⁴ wird nach Gl. 28): $\lambda = \sqrt{\frac{2 \cdot 114}{5 \cdot 20,0}} = 1,5$ m, so daß die beiden L-Profile in den Viertelpunkten miteinander zu verbinden sind.

2. Berechnung der Auflagerung.

Die Übertragung des Säulendrucks P in den festen Baugrund erfolgt nach Fig. 187 durch Fußplatte, Werkstein und Fundamentmauerwerk in Ziegelsteinen oder meist Beton. Die zur Druckübertragung jeweils erforderliche Fläche F berechnet sich nach Gl. 1), wobei für k die zulässige Beanspruchung des unterhalb F gelegenen Baustoffs einzuführen ist. Da die Abmessungen des Werksteins und Fundamentmauerwerks von vornherein nicht bekannt sind, so werden deren Gewichte durch eine nachträgliche Vergrößerung der berechneten Fläche F berücksichtigt.

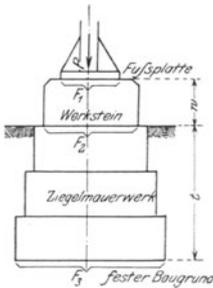


Fig. 187.

Aufgabe 38. Der Druck $P = 40,0$ t der in Aufg. 37 berechneten Säule wird durch einen Sandstein ($k_m = 20$ kg/qcm) auf das Ziegemauerwerk ($k_m = 7$ kg/qcm) und durch dieses in den festen Baugrund ($k_f = 2,5$ kg/qcm) übertragen. Es sollen die in Fig. 187 eingetragenen Flächen F_1 , F_2 und F_3 berechnet werden.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F_1 = \frac{40000}{20} = 2000$ qcm; gewählt ist eine Fußplatte 400×500 mm mit 2000 qcm Auflagerfläche. Ebenso wird $F_2 = \frac{40000}{7} = 5710$ qcm; daraus ergibt sich die Seitenlänge des quadratischen Werksteins zu $\sqrt{5710} = 76$ cm; gewählt ist zur Berücksichtigung des Eigengewichts $a = 800$ mm. Endlich wird $F_3 = \frac{40000}{2,5} = 16000$ qcm, daher die Seitenlänge der quadratischen Grundfläche $a_1 = \sqrt{16000} = 126$ cm; zur Berücksichtigung des Eigengewichts sind $5\frac{1}{2}$ Stein mit $a = 26 \cdot 5,5 - 1 = 142$ cm gewählt.

Bei $w = 0,4$ m Höhe und 2500 kg/cbm Einheitsgewicht des Sandsteins,

$l = 1,2$ m Höhe und 1800 kg/cbm Einheitsgewicht des Mauerwerks und Erdreichs ergibt sich der gesamte Druck auf den Baugrund zu $P_1 = 40000 + 0,8^3 \cdot 0,4 \cdot 2400 + 1,4^2 \cdot 1,2 \cdot 1800 = \sim 45000$ kg, daher seine Beanspruchung $\sigma = \frac{45000}{142^2} = 2,3$ kg/qcm (zul. 2,5 kg/qcm).

II. Die Säule wird auf Druck und Biegung beansprucht.

1. Berechnung des Säulenquerschnitts.

Ergeben die auf die Säule wirkenden äußeren Kräfte eine Resultierende R (Fig. 188) deren $\frac{\text{lotrechte}}{\text{wagerechte}}$ Seitenkraft $\frac{V}{W}$ im Abstand $\frac{v}{w}$ vom Säulenfußpunkt angreift, so erleidet jeder Querschnitt Druck- und Biegungsspannungen; die mit der Biegung gleichzeitig auftretende vertikale und horizontale Scherkraft kann bei der Querschnittsbestimmung wie bei den Trägern vernachlässigt werden. Für die freistehende Säule tritt das größte Biegemoment

$$M_{\max} = Vv + Ww = Vr$$

an der Einspannstelle auf, wo r den Abstand des Schnittpunkts der Resultierenden R aus V und W mit der Wagerechten durch den Fußpunkt von der Säulenachse bedeutet. Ist F der Flächeninhalt, \mathfrak{B} das Widerstandsmoment des Säulenquerschnitts, so ergeben sich die größten Spannungen zu

$$34) \quad \sigma_{\max}^{\min} = \frac{V}{F} \pm \frac{M_{\max}}{\mathfrak{B}},$$

wobei das Pluszeichen eine Druck-, das Minuszeichen eine Zugspannung bedeutet.

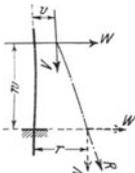


Fig. 188.

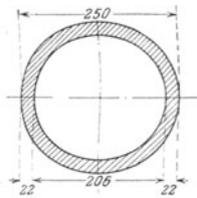


Fig. 189.



Fig. 189a.

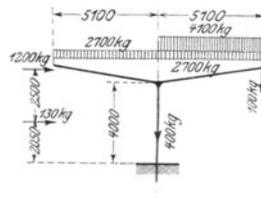


Fig. 190.

Aufgabe 39. Eine beiderseits geführte gusseiserne Säule von 5,0 m Höhe hat den in Fig. 189 dargestellten Querschnitt mit $F = 157,6 \text{ qcm}$, $J = 10330 \text{ cm}^4$ und $\mathfrak{B} = 827 \text{ cm}^3$. Sie ist mit der in $v = 50 \text{ mm}$ Entfernung von der Achse angreifenden lotrechten Kraft $V = 40,0 \text{ t}$ belastet (Fig. 189a). Es sind die größten auftretenden Spannungen sowie die tatsächliche Knicksicherheit zu berechnen. $k = 500 \text{ kg/qcm}$.

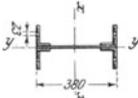
Auflösung. Mit $M_{\max} = 40000 \cdot 5 = 200000 \text{ cmkg}$ wird nach Gl. 34): $\sigma_{\max}^{\min} = \frac{40000}{157,6} \pm \frac{200000}{827}$
 $= 254 \pm 242 = \begin{matrix} + 496 \text{ (Druck)} \\ + 12 \text{ (Druck)} \end{matrix} \text{ kg/qcm.}$

Nach Gl. 33a) wird $J_{\min} = 8 \cdot 40,0 \cdot 5,0^2 = 8000 \text{ cm}^4$, daher die wirklich vorhandene Knicksicherheit $\mathfrak{C} = 8 \cdot \frac{10330}{800} = 10,3$ fach.

Aufgabe 40. Die in der Bildebene (Fig. 190) freistehende, rechtwinklig zur Bildebene aber durch die Querverbände zwischen den benachbarten Säulen) beiderseits geführte Säule einer einsteiligen Bahnsteighalle ist nach Fig. 190 belastet. Es soll der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = \frac{1600}{1200} \text{ kg/qcm}$ mit ohne Berücksichtigung des Winddrucks. $\mathfrak{C} = 4$.

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): $F = \frac{14000}{1200} = 11,9 \text{ qcm}$ und nach Gl. 33b):
 $J_{\min} = 4 \cdot \frac{1}{2} \cdot 14,2 \cdot 4,0^2 = 1820 \text{ cm}^4$ in der Bildebene
 und $J_{\min} = \frac{1}{2} \cdot 14,2 \cdot 4,0^2 = 450 \text{ cm}^4$ rechtwinklig zur Bildebene.

Bei der einseitigen Belastung nach Fig. 190 berechnet sich die Säulendruckkraft zu $V = 2 \cdot 2700 + 4100 + 100 + 400 = 10000$ kg und das größte Moment an der Einspannstelle zu $M_{\max} = 130 \cdot 2,05 + 1200 \cdot 4,55 + 4100 \cdot 2,55 + 100 \cdot 5,10 = 16690$ mkg. Der gewählte Querschnitt $\frac{880}{13} + 4 < 100 \cdot 65 \cdot 11$ (Fig. 191) hat $F = 101,2$ qcm, $J_x = 26010$ cm⁴, $J_y = 1760$ cm⁴ und $W_x = 1220$ cm³ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen, erleidet daher die Beanspruchung



$$\sigma = \frac{10000}{101,2} + \frac{1669000}{1220} = 100 + 1370 = 1470 \text{ kg/qcm (zul. 1600 kg/qcm).}$$

Fig. 191.

Aufgabe 41. Eine freistehende Säule (Freileitungsmast) von 800 kg Eigen-
gewicht ist nach Fig. 192 mit den wagerechten Seilzügen S und Windkräften W belastet¹⁾. Es soll der Querschnitt an der Einspannstelle berechnet werden. $k = 1200$ kg/qcm; $k_s = \frac{3}{4} k$; $k_t = 2 k_s$. $\ominus = 5$.

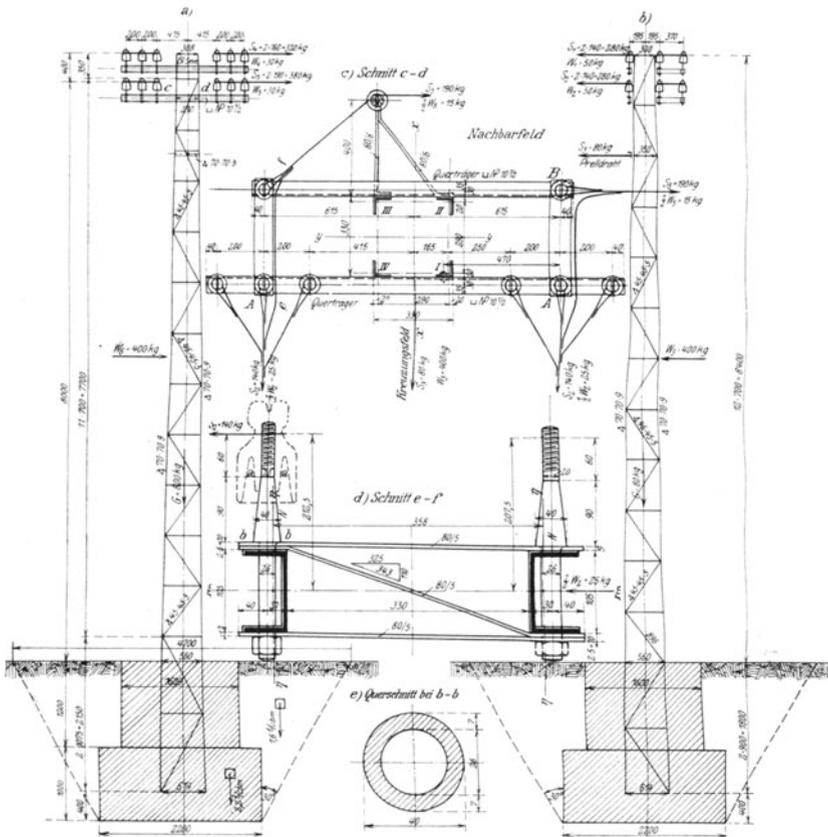


Fig. 192.

¹⁾ Die lotrechten Seitenkräfte der Seilzüge sind wegen der Kleinheit ihrer Größe und ihres Hebelarms vernachlässigt.

Auflösung. Für die Einspannstelle beträgt die senkrechte Druckkraft $V = 800$ kg und das Biegemoment

$$\begin{aligned} \text{in der } x\text{-Achse infolge} & \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{xs} = 280(8,4 + 8,0) + 80 \cdot 7,0 = 5150 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{xw} = 50(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2500 \text{ mkg.} \end{cases} \\ \text{in der } y\text{-Achse infolge} & \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{ys} = 320 \cdot 8,4 + 380 \cdot 8,0 = 5730 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{yw} = 30(8,4 + 8,0) + 400 \cdot 4,2 = 2170 \text{ mkg.} \end{cases} \end{aligned}$$

Die größte Gurtdruckkraft des fachwerkförmig gegliederten Mastes ergibt sich daher bei 560 mm Trägerhöhe zu $O_{\min} = -\frac{800}{4} - \frac{5150 + 2500}{2 \cdot 0,56} = -200 - 11900 = -12100$ kg (Eckpfosten I Fig. 192^a), die größte Zugkraft zu $U_{\max} = -200 + 11900 = +11700$ kg (Eckpfosten III Fig. 192^a). $J_{\min} = 2,5 \cdot 12,1 \cdot 0,7^2 = 15$ cm⁴. Gewählt ist $1 \nabla 70 \cdot 70 \cdot 9$ mit $F = (11,9 - 1,6 \cdot 0,9) = 10,5$ qcm und $J_{\min} = 22$ cm⁴; daher $\sigma = \frac{11700}{10,5} = 1120$ kg/qcm (zul. 1200 kg/qcm).

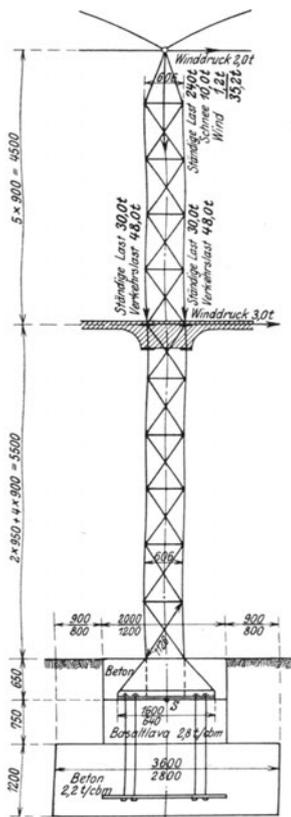


Fig. 193.

Die größte Diagonalspannkraft berechnet sich zu $D = \pm 1160 \frac{896}{560} = \pm 1900$ kg; $J_{\min} = 2,5 \cdot 1,9 \cdot 0,896^2 = 4$ cm⁴. Gewählt sind $2 \nabla 45 \cdot 45 \cdot 5$ mit $J_{\min} = 6,5$ cm⁴ und $F = 2(4,5 - 1,3)0,5 = 3,2$ qcm bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen Schenkels. Zum Anschluß sind 2 Niete von 13 mm ϕ mit $2 \cdot 1,3 = 2,6$ qcm Scherfläche gewählt; daher $\sigma_s = \frac{1900}{2,6} = 730$ kg/qcm und $\sigma_t = \frac{1900}{2 \cdot 1,3 \cdot 0,5} = 1460$ kg/qcm.

Aufgabe 42. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte, zweigeschossige flüßeiserne Säule ist nach Fig. 193 belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen.

$k = 1400$ kg/qcm; $k_s = 1000$ kg/qcm; $k_t = 2 k_s$. $\mathcal{E} = 5$ bzw. für die nur durch Wind beanspruchten Stäbe $\mathcal{E} = 4$.

Auflösung. Die größte Gurtspannkraft berechnet sich im Obergeschoß zu

$$S_1 = \frac{1}{2}(24,0 + 10,0 + 1,2) + \frac{2,0 \cdot 4,5}{0,606} = 17,6 + 14,8 = 32,4 \text{ t,}$$

an der Einspannstelle zu

$$S_2 = \frac{1}{2}(24,0 + 10,0 + 1,2) + 48,0 + 30,0 + \frac{2,0 \cdot 10,0 + 3,0 \cdot 5,5}{0,606} = 95,6 + 60,2 = 155,8 \text{ t,}$$

daher die mittlere Spannkraft $S_m = \frac{1}{2}(32,4 + 155,8) = 94,1$ t und das erforderliche Trägheitsmoment (Fig. 194) für die Achse xx :

$$J_x = 2,5 \cdot 94,1 \cdot 5,5^2 = 7120 \text{ cm}^4$$

und für die Achse yy :

$$J_y = 2,5 \cdot 155,8 \cdot 0,95^2 = 350 \text{ cm}^4.$$

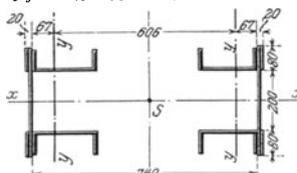


Fig. 194.

Der gewählte Querschnitt $2 \sqsubset \text{NP. } 20 + 1 \frac{360}{10} + 2 \frac{80}{10}$ hat $F = 116,4$ qcm, $J_x = 16700$ cm⁴ und $J_y = 8640$ cm⁴, daher $\sigma = \frac{156800}{116,4} = 1350$ kg/qcm (zul. 1400 kg/qcm).

Die Diagonaltäbe werden nur durch die wagerechten Kräfte beansprucht. Unter der praktisch zulässigen Annahme, daß jede der gekreuzten Diagonalen eines Feldes das $0,6$ fache der Kraft

aufnimmt, berechnet sich ihre Spannkraft zu $D = \pm 0,6 \cdot 5,0 \cdot \frac{1126}{606} = \pm 5,6 \text{ t}$; $J_{\min} = 2 \cdot 5,6 \cdot 1,43^2 = 14,3 \text{ cm}^4$. Gewählt ist $1 \times 65 \cdot 65 \cdot 9$ 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 einschneittige Niete von $16 \text{ mm } \phi$ mit $3 \cdot 2,0 = 6,0 \text{ qcm}$ Scherfläche gewählt; daher $\sigma_s = \frac{5,6}{6,0} = 930 \text{ kg/qcm}$ (zul. 1000 kg/qcm).

Die Horizontalstäbe erhalten nur geringe Spannkräfte; sie dienen zur Unterteilung der Knicklänge der freien \perp -Eisenflansche und sind aus konstruktiven Gründen aus $2 \times 65 \cdot 65 \cdot 9$ gebildet.

Aufgabe 43. Eine beiderseits geführte, fachwerkförmig gegliederte Wandsäule ist nach 195^a bei Windanfall von links belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen. 195^b rechts belastet. Es ist der Querschnitt an der Einspannstelle zu bestimmen. $k = 1200 \text{ kg/qcm}$; $k_s = 1000 \text{ kg/qcm}$; $k_t = 2 k_s$. $\epsilon = 5$.

Fig. 195^a. Wind von links.

Fig. 195^b. Wind von rechts.

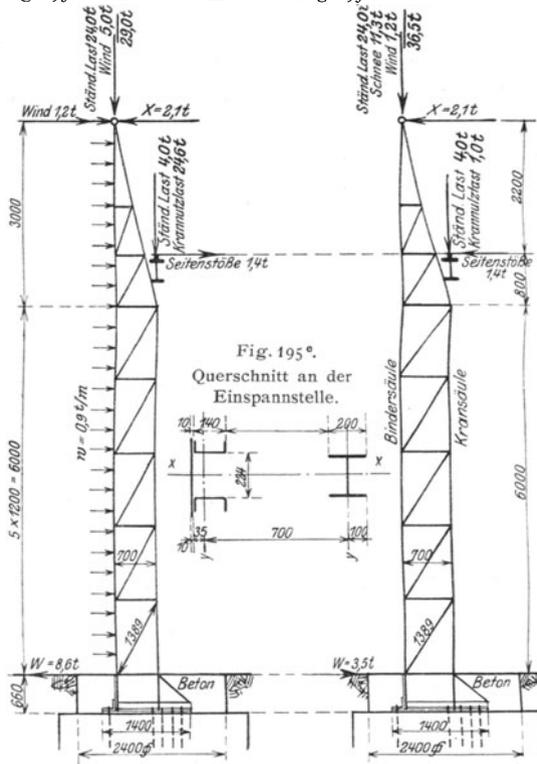


Fig. 195^a.
Querschnitt an der
Einspannstelle.

Auflösung. Die größte Druckkraft in der Kransäule tritt bei der Belastung Fig. 195^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

$$J_x = 2,5 \cdot 57,4 \cdot 6,0^2 = 5170 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 2,5 \cdot 82,7 \cdot 1,2^2 = 300 \text{ cm}^4.$$

Gewählt ist H Diff. 20 B mit $F = 70,4$ qcm, $J_x = 5170$ cm⁴ und $J_y = 1570$ cm⁴; daher $\sigma = \frac{82700}{70,4} = 1180$ kg/qcm.

Die größte Druckkraft in der Bindersäule tritt bei der Belastung Fig. 195^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^e)

$$J_x = 2,5 \cdot 56,8 \cdot 9,0^2 = 11500 \text{ cm}^4,$$

$$J_y = 2,5 \cdot 77,1 \cdot 1,2^2 = 280 \text{ cm}^4.$$

Gewählt sind $2 \text{ L NP. 14} + \frac{360}{10}$ mit $F = 76,8$ qcm, $J_x = 10850$ cm⁴ und $J_y = 2290$ cm⁴; daher

$$\sigma = \frac{77100}{76,8} = 1040 \text{ kg/qcm.}$$

Die Diagonalen erhalten die größte Zugkraft bei der Belastung nach Fig. 195^a mit

$$D = \frac{+8,6 \cdot 1,389 : 0,7}{-3,5 \cdot 1,389 : 0,7} = \frac{+17,1}{-7,0} \text{ t}; J_{\min} = 2,5 \cdot 7,0 \cdot 1,389^2 = 34 \text{ cm}^4.$$

Gewählt sind $2 \text{ L NP. 6} \frac{1}{2} + 2 \frac{65}{12}$ mit $J_{\min} = 56$ cm⁴ und $F = 2(6,5 - 2,0)(1,2 + 0,55) = 15,8$ qcm Fläche bei alleiniger Berücksichtigung des angeschlossenen L-Eisenstegs (Fig. 232); daher $\sigma = \frac{17100}{15,8} = 1090$ 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; $J_{\min} = 2,5 \cdot 8,6 \cdot 0,7^2 = 11$ cm⁴. Gewählt sind $2 \text{ L } 65 \cdot 65 \cdot 9$ mit $F = 22,0$ qcm und $J_{\min} = 34$ cm⁴. 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. 188) bestimmten lotrechten Kräftebene 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, $\varkappa = \frac{\mathfrak{B}}{F}$ die zugehörige Kernweite der Platte, so hat man zwei Fälle zu unterscheiden.

a) $r \leq \varkappa$. Zwischen Fußplatte und Mauerwerk treten nur Druckspannungen auf, deren Größtwert sich (Fig. 188 und 196)

$$\text{für } r < \varkappa_a \text{ zu} \quad 35^a) \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{F} + \frac{M}{\mathfrak{B}} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\varkappa_b} \right),$$

$$\text{für } r = \varkappa_a \text{ zu} \quad 35^b) \quad \sigma_{\max} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{\varkappa_a}{\varkappa_b} \right)$$

berechnet. Ist k_m die zulässige Beanspruchung des Auflagersteins, so ergibt die Bedingung $\sigma_{\max} \leq k_m$ die erforderliche Auflagerfläche F .

Aufgabe 44. Es ist die quadratische Fußplatte der in Aufg. 39 berechneten gußeisernen Säule zu bestimmen, $k_m = 20$ kg/qcm.

Auflösung. Mit $F = a^2$, $r = 50$ mm und $\varkappa_a = \varkappa_b = \frac{a}{6}$ ergibt sich nach Gl. 35^a):

$$20 = \frac{40000}{a^2} \left(1 + \frac{5 \cdot 6}{a} \right) \text{ oder } a^3 - 2000a - 60000 = 0 \text{ oder endlich } a = \sim 57 \text{ cm.}$$

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 Kraftebene angeordneten Anker (Fig. 196), $\xi_1, \xi_2, \xi_3, \dots$ ihre parallel zur Kraftebene gemessenen Entfernungen vom Plattenschwerpunkt S , so ergeben sich unter der Voraussetzung, daß alle Anker mit derselben Spannung σ_3 angespannt sind, die zur Erzeugung dieser Anfangsspannung erforderlichen Kräfte zu $\mathfrak{F}_1 = f_1 \sigma_3, \mathfrak{F}_2 = f_2 \sigma_3, \dots$, daher die Resultierende,

$$36) \quad \mathfrak{F} = \sigma_3 \Sigma f.$$

Aus $\mathfrak{F}z = \mathfrak{F}_1 \xi_1 + \mathfrak{F}_2 \xi_2 + \dots$ folgt der parallel zur Kraftebene gemessene Abstand z dieser Resultierenden vom Schwerpunkt S zu

$$37) \quad z = \frac{\Sigma \mathfrak{F}_i \xi_i}{\mathfrak{F}} = \frac{\Sigma f_i \xi_i}{\Sigma f}.$$

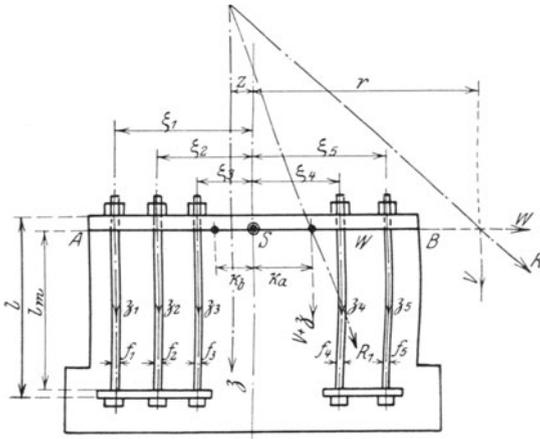


Fig. 196.

dings nur durch Schätzung zu ermittelnden Weise von f abhängt. Aus der Bedingung $\sigma_{max} \leq k_m$ bestimmt sich die gesuchte Resultierende \mathfrak{F} . Die zur Berechnung der Ankerquerschnittsfläche f erforderliche zulässige Anfangsspannung k_3 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): $f k_3 = \frac{1}{1 + \alpha} (f \sigma_z + \epsilon E t f \frac{l_m}{l})$ und nach Gl. 12): $f k_z = f \sigma_z + \frac{2}{1 + \alpha} \epsilon E t f \frac{l_m}{l}$; aus⁷ beiden Gleichungen folgt:

$$39) \quad k_3 = \frac{1}{1 + \alpha} \left(k_z - \epsilon E t \frac{l_m}{l} \frac{1 - \alpha}{1 + \alpha} \right).$$

Für die praktische Anwendung darf man aus den bei Gl. 12) erörterten Gründen $\alpha = 0$ setzen also die Resultierende \mathfrak{F} aus der Gleichung

$$38^*) \quad \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\alpha b} \right) + \frac{\mathfrak{F}}{F} \left(1 - \frac{z}{\alpha b} \right) + \epsilon E t \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \leq k_m$$

und die zulässige Anfangsspannung aus der Gleichung

$$39^*) \quad k_3 = k_z - \epsilon E t \frac{l_m}{l}$$

bestimmen; man berücksichtigt dabei die Vernachlässigung von α durch den erniedrigten Spannungswert $k_z = \frac{800}{1000}$ kg/qcm ohne mit Berücksichtigung der wagerechten Kräfte.

Sind Querschnitt und Lage der Anker symmetrisch zur Schwerachse, so ist $\Sigma f \xi = 0$, daher auch $z = 0$, d. h. die Resultierende \mathfrak{F} greift im Plattenschwerpunkt an.

Mit dem durch Gl. 10) bestimmten Wert α ergibt sich die durch $V, M = Vr, \mathfrak{F}$ und eine Temperaturerniedrigung des Ankers um t^0 gegenüber dem Ankerkörper (vgl. Gl. 12) erzeugte größte Druckspannung zu

$$38) \quad \sigma_{max} = \frac{V}{(1 + \alpha) F} \left(1 + \frac{r}{\alpha b} \right) + \frac{\mathfrak{F}}{F} \left(1 - \frac{z}{\alpha b} \right) + \frac{\epsilon E t}{1 + \alpha} \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l},$$

wobei das Verhältnis der Ankerfläche f zur Fläche f_m des für den Anker wirksamen Teils des Ankerkörpers für alle Anker gleich groß eingeführt werden darf, da f_m in einer bestimmten, aller-

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 45. Eine in der Achse mit $V = 63,0$ t belastete, aus I-Diff. 20 B gebildete Säule (Fig. 197) erhält eine in bezug auf die Säulenachse unsymmetrische rechteckige Fußplatte von $a = 660$ mm Breite und $b = 460$ mm Länge. Die größte auftretende Druckspannung σ_{\max} soll durch eine Verankerung auf das zulässige Maß $k_m = 30$ kg/qcm erniedrigt werden, wenn sich $\sigma_{\max} > k_m$ ergibt. Es ist Zahl und Querschnitt der erforderlichen Anker festzulegen. $t = 0$; $k = 1200$ kg/qcm.

Auflösung. Nach Fig. 197 ist $r = 50$ mm, daher ergibt sich mit $\kappa_a = \kappa_b = \frac{460}{6}$ aus Gl. 35^a): $\sigma_{\max} = \frac{V}{F} \left(1 + \frac{r}{\kappa} \right)$

$= \frac{63000}{3036} \left(1 + \frac{5 \cdot 6}{46} \right) = 34,3$ kg/qcm $> k_m$. Es werden daher 3 Anker von gleichem Querschnitt f im Abstand $z = 170$ mm vom Plattenschwerpunkt S angeordnet. Dann ergibt sich aus Gl. 38^a): $34,3 + \frac{3}{3036} \left(1 - \frac{17 \cdot 6}{46} \right) = 30$ der Wert $\mathfrak{B} = 10700$ kg.

Auf jeden der 3 Anker entfällt daher die Zugkraft $\frac{10700}{3}$

$= 3600$ kg, die eine Fläche $f = \frac{3600}{800} = 4,5$ qcm erfordert;

gewählt ist eine $1\frac{1}{8}$ " Schraube mit 4,5 qcm Kernfläche. Die zwischen Platte und Auflagerstein eintretende Druckverteilung ist in Fig. 197 dargestellt. Für einen 1 cm langen Plattenstreifen berechnet sich das größte Biegemoment zu $\mathfrak{M} = \frac{1}{2} \cdot \frac{5,9^2}{3} (2 \cdot 30,0 + 28,5) = 510$ cmkg bzw. $\frac{1}{2} \cdot \frac{15,3^2}{3} (2 \cdot 18,6 + 21,3) = 2280$ cmkg, das vorhandene Widerstandsmoment zu $\mathfrak{W} = 1 \cdot \frac{2,9^2}{6} = 1,4$ cm³ bzw. $1 \cdot \frac{3,5^2}{6} = 2,0$ cm³, da-

her die Biegebbeanspruchung $\sigma_b = \frac{510}{1,4} = 370$ kg/qcm bzw. $\frac{2280}{2,0} = 1140$ kg/qcm.

β) $r > \kappa$. 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. 198) 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.

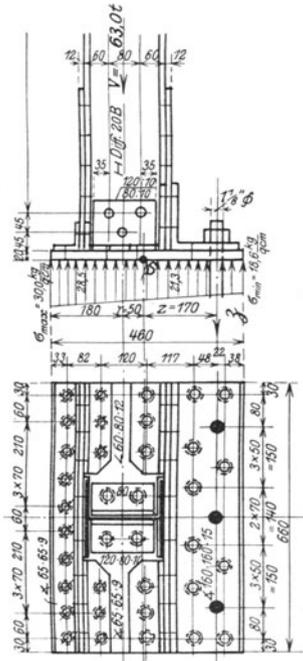


Fig. 197.

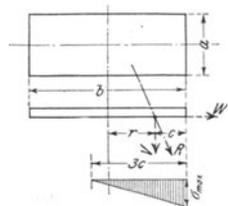


Fig. 198.

Die durch die Resultierende \mathfrak{B} (Fig. 196) erzeugte Druckspannung $\frac{\mathfrak{B}}{F} \left(1 + \frac{z}{\kappa_a}\right)$ muß eine Ver-
 kürzung des Ankerkörpers herbeiführen, die mindestens gleich der durch $V, M = Vr$ und eine
 Temperaturerhöhung des Ankers um t^0 gegenüber dem Ankerkörper erzeugten Verlängerung ist;
 entsprechend Gl. 11) ergibt sich daher

$$\frac{\mathfrak{B}}{F} \left(1 + \frac{z}{\kappa_a}\right) = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{V}{F} \left(\frac{r}{\kappa_a} - 1\right) + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \right\} \quad \text{oder}$$

$$40) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ V \frac{r - \kappa_a}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{F \kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}.$$

Die dann nach Gl. 35^b) berechnete größte Druckspannung

$$41) \quad \sigma_{\max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{V}{F} \frac{z + r}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{\kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}$$

muß $\leq k_m$ sein.

Ist $V = 0$, so wird $Vr = M$ und Gl. 40) und 41) gehen über in

$$40^a) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{z + \kappa_a} + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{F \kappa_a}{z + \kappa_a} \right\},$$

$$41^a) \quad \sigma_{\max} = \frac{1 + \frac{\kappa_a}{\kappa_b}}{1 + \alpha} \left\{ \frac{M}{F(z + \kappa_a)} + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{\kappa_a}{z + \kappa_a} \right\}.$$

Für die rechteckige Platte (Fig. 198) wird mit $\kappa_a = \kappa_b = \frac{b}{6}$:

$$40^b) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ V \frac{6r - b}{6z + b} + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{ab^2}{6z + b} \right\},$$

$$41^b) \quad \sigma_{\max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12V}{ab} \frac{z + r}{6z + b} + 2\varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \frac{b}{6z + b} \right\},$$

und insbesondere mit $z = 0$:

$$40^c) \quad \mathfrak{B} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{6M}{b} - V + \varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} ab \right\},$$

$$41^c) \quad \sigma_{\max} = \frac{1}{1 + \alpha} \left\{ \frac{12M}{ab^2} + 2\varepsilon Et \frac{f}{f_m} \frac{l_m}{l} \right\}.$$

Aufgabe 46. Die in Aufg. 42 berechnete Säule erhält eine zur Säulenachse symmetrisch aus-
 gebildete rechteckige Fußplatte von 1600 mm Länge und 640 mm Breite (Fig. 193); es ist die etwa
 erforderliche Verankerung zu berechnen. $k_m = 40 \text{ kg/qcm}$. $t = 0$. $\alpha = 0$.

Auflösung. Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung berechnet sich das
 Moment für den Schwerpunkt S der Fußplatte nach Fig. 193 zu $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 + 48,0$
 $\cdot 0,303 = 54,3 \text{ mt}$, die gleichzeitig auftretende Vertikalkraft einschließlich des auf der Fußplatte
 ruhenden Betongewichts zu $V = 24,0 + 1,2 + 2 \cdot 30,0 + 48,0 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,65 \cdot 2,2 = 136,6 \text{ t}$, daher

$r = \frac{54,3}{136,6} = 0,40 \text{ m} > \frac{\kappa}{6} = \frac{1,6}{6} = 0,27 \text{ m}$. Die danach erforderlichen Anker werden mit gleichem
 Querschnitt symmetrisch zum Schwerpunkt S angeordnet, so daß sich mit $z = 0$ nach Gl. 40^c):

$$\mathfrak{B} = \frac{6 \cdot 54,3}{1,6} - 136,6 = 67,0 \text{ t ergibt.}$$

Ohne Deckennutz- und Schneelast wird $M = 2,0 \cdot 10,65 + 3,0 \cdot 6,15 = 39,8 \text{ mt}$; $V = 24,0 + 1,2$
 $+ 60,0 + 3,4 = 88,6 \text{ t}$; $r = \frac{39,8}{88,6} = 0,45 > \frac{\kappa}{6}$; daher $Z = \frac{6 \cdot 39,8}{1,6} - 88,6 = 60,7 \text{ t}$.

Auf jeden der angeordneten 8 Anker entfällt daher die größte Zugkraft $\frac{67,0}{8} = 8,4 \text{ t}$; gewählt
 sind Anker von $1\frac{1}{2}'' \phi$ mit $8,4 \text{ qcm}$ Kernfläche. Die größte Pressung des Auflagersteins ergibt
 sich nach Gl. 41^c) zu $\sigma_{\max} = \frac{12 \cdot 54,3 \cdot 10^5}{64 \cdot 160^2} = 40,0 \text{ kg/qcm}$.

Bei voller Belastung wird $M = 39,8 \text{ mt}$ und $V + Z = 35,2 + 2(30,0 + 48,0) + 0,64 \cdot 1,6 \cdot 0,65 \cdot 2,2$
 $+ 67,0 = 259,7 \text{ t}$; daher $\sigma_{\max} = \frac{259700}{64 \cdot 160} + \frac{3980000 \cdot 6}{64 \cdot 160^2} = 25,4 + 14,6 = 40,0 \text{ kg/qcm}$.

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 47. Es sollen die Isolatorstützen *A* und *B* (Fig. 192^a) samt den zugehörigen Querträgern berechnet werden. $k = \frac{1200}{1500}$ kg/qcm für das Kreuzungsfeld; $k_2 = 0,75 k$ für die Anker. $\epsilon = 4$. $\alpha = 0$. $t = 0$.

Auflösung. Der Seilzug beträgt im Kreuzungsfeld $\frac{140 \text{ kg}}{190 \text{ kg}}$, daher das Moment für den Querschnitt *a-a* der Isolatorstütze (Fig. 192^d) $\mathfrak{M} = \frac{140 \cdot 6}{190 \cdot 6} = \frac{840}{1140}$ cmkg; bei 20 mm ϕ und 0,785 cm³ Widerstandsmoment ergibt sich die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{840 : 0,785}{1140 : 0,785} = \frac{1070}{1450}$ kg/qcm. Das Einspannungsmoment für den Querschnitt *b-b* (Fig. 192^d) ergibt sich zu $M = \frac{140 \cdot 15}{190 \cdot 15} = \frac{2100}{2850}$ cmkg, die Kernweite des ringförmigen Druckquerschnitts (Fig. 192^e) zu $x = \frac{40}{8} \left[1 + \left(\frac{26}{40} \right)^2 \right] = 7,1$ mm folglich nach Gl. 40^a) mit $z = 0$ die Zugkraft $\mathfrak{Z} = \frac{2100 : 0,71}{2850 : 0,71} = \frac{3000}{4000}$ kg und mit $F x = \mathfrak{M} = 5,17$ cm³ nach Gl. 41^a) 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 \perp -Eisen als Ankerkörper nicht in Betracht kommt, so ist die berechnete Kraft \mathfrak{Z} 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 Stützmoment $M = \frac{140 \cdot 15,5}{190 \cdot 15,5} = \frac{2170}{2950}$ cmkg und daher bei 1,73 cm³ Widerstandsmoment des Ankers zu der Biegebeanspruchung $\sigma_b = \frac{1260}{1690}$ kg/qcm führen.

Jedes der beiden, am Ort der Isolatorstützen nach Fig. 192^d miteinander verbundenen Querträger- \perp -Eisen erleidet zunächst durch Seilzug und Winddruck in der Achse $\xi\xi$ das Moment $M_\xi = \frac{1}{2}(140 + 25)47 = 3880$ cmkg. Durch das Verdrehungsmoment $M_d = 140 \cdot 21,25 = 2975$ cmkg entstehen die senkrechten Stützdrücke $N = \pm \frac{2975}{35,8} = \text{rund } \pm 90$ 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 \perp 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. $\sigma_B = \frac{160}{17,3} + \frac{3880}{13,2} + \frac{3930 - 4230}{54,7} = 10 + 300 - 5 = 305$ kg/qcm.

Die Diagonale der Querverbindung (Fig. 192^b) erhält die Zugkraft $D = 90 \cdot \frac{343}{110} = \text{rund } 300$ kg; das gewählte Flacheisen $\frac{80}{5}$ hat eine Fläche von $(8 - 2,6)0,5 = 2,7$ qcm. Der Untergurt erhält die Druckkraft $U = -90 \cdot \frac{35,8}{110} - \frac{25}{2} + \frac{140}{2} = -240$ kg; $J_{\min} = 2 \cdot 0,24 \cdot 0,358^2 = 0,06$ 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 48. Es ist die Fußplatte der in Aufg. 43 berechneten Säule zu bestimmen. $k_m = 35$ kg/qcm. $t = 0$. $\alpha = 0$.

Auflösung. Für die in Fig. 199 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 $\left(1,2 \cdot \frac{1,4^2}{2} - \frac{0,32 \cdot 1,04^2}{3} \right) : 1,3472 = 0,788$ 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 $W_A = \frac{0,2011}{0,612} = 0,3287 \text{ m}^3$, $W_B = \frac{0,2011}{0,788} = 0,2552 \text{ m}^3$,
 daher endlich die Kernweiten zu $x_a = \frac{0,3287}{1,3472} = 0,244 \text{ m}$ und $x_b = \frac{0,2552}{1,3472} = 0,189 \text{ m}$.

Das größte $\begin{matrix} \text{rechts} \\ \text{links} \end{matrix}$ drehende Moment tritt bei der Belastung nach Fig. 195^a mit $\begin{matrix} 195^a \\ 195^b \end{matrix}$ mit
 $M_r = \frac{0,9 \cdot 9,0 \cdot 5,1}{2} + (1,2 - 2,1) \cdot 9,6 + 1,4 \cdot 7,4 + 28,6 \cdot 0,308 - 29,0 \cdot 0,392 = 40,5$ mt auf; die gleichzeitig
 $M_l = \frac{2,1 \cdot 9,6}{2} + 1,4 \cdot 7,4 + 26,5 \cdot 0,392 - 5,0 \cdot 0,308 = 43,3$ mt wirkende Vertikalkraft berechnet sich einschließlich des auf der Fußplatte ruhenden Betongewichts
 zu $V_r = \frac{29,0 + 28,6}{2} + 2,4^2 \cdot 0,6 \cdot 2,2 = 65,2$ t; daher der Abstand der Resultierenden $r_r = \frac{0,621}{0,882}$ m.
 $V_l = \frac{36,5 + 5,0}{2} + 2,4^2 \cdot 0,6 \cdot 2,2 = 49,1$ t

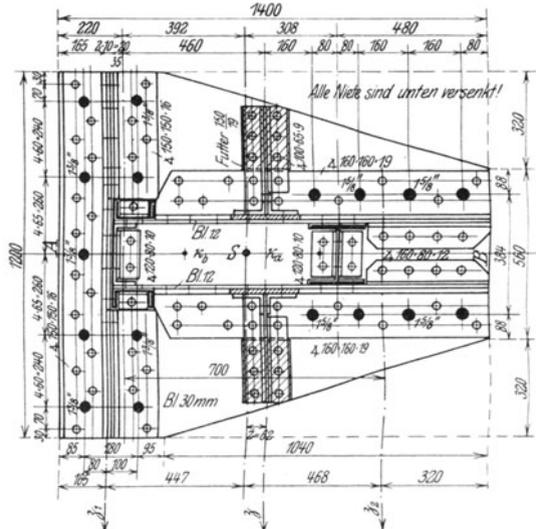


Fig. 199.

Soll die nach Gl. 40) zu berechnende Ankerkraft β für beide Drehrichtungen denselben Wert erlangen, so ergibt sich mit Bezugnahme auf Fig. 196 die Gleichung

$$V_r \frac{r_r - x_a}{z + x_a} = V_l \frac{r_l - x_b}{z + x_b} \quad \text{oder} \quad 65,2 \frac{0,621 - 0,244}{z + 0,244} = 49,1 \frac{0,882 - 0,189}{-z + 0,189}$$

aus der sich $z = -0,062 \text{ m}$ ergibt; das Minuszeichen deutet an, daß die Resultierende β nicht wie in Fig. 196 links, sondern rechts vom Schwerpunkt S liegt (Fig. 199). Damit ergibt sich nach Gl. 40): $\beta = 65,2 \frac{0,621 - 0,244}{-0,062 + 0,244} = 49,1 \frac{0,882 - 0,189}{0,062 + 0,189} = 135,4 \text{ t}$ (gemittelt aus den beiden Werten

135,1 und 135,6 t) und mit den Maßangaben der Fig. 199: $\beta_1 = \frac{135,6 \cdot 468 - 62}{915} = 60,2$ t; gewählt $\beta_2 = \frac{135,6 \cdot 447 + 62}{915} = 75,4$ t

sind $\frac{9}{8}$ Anker von $\frac{1\frac{3}{8}}{1\frac{3}{8}}$ mit $\frac{9 \cdot 6,8}{8 \cdot 9,5} = \frac{61,2}{76,0}$ qcm Kernfläche.

Dann berechnen sich die Spannungen

$$\sigma_{B \max} = \frac{65,2 + 135,4}{1,3472} + \frac{40,5 + 135,4 \cdot 0,062}{0,2552} = 149 + 192 = 341 \text{ t/qm} = 34,1 \text{ kg/qcm.}$$

$$\sigma_{A \min} = \frac{65,2 + 135,4}{1,3472} - \frac{40,5 + 135,4 \cdot 0,062}{0,3287} = 149 - 149 = 0.$$

β) **Einspannung der Säule.** Die senkrechte Seitenkraft V (Fig. 188) wird durch eine wagerechte Fußplatte, das Moment $M = Vv + Ww = Rr$ aber durch das Gegenmoment zweier vom Fundament ausgehenden wagerechten Kräfte (Fig. 201) aufgenommen. Ist d die Breite, e die Höhe der wirksamen Druckfläche des Fundamentkörpers, so erzeugt die wagerechte 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.

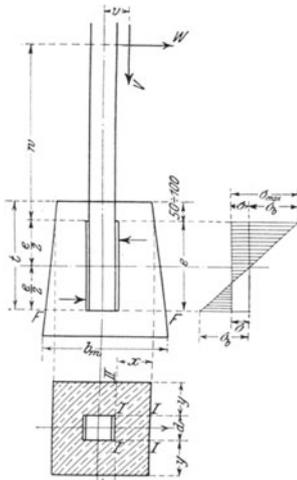


Fig. 201.

Damit der hier durchweg aus Beton bestehende Einspannkörper in den Ebenen I bis I (Fig. 201) nicht abgesichert wird, muß die Breite x für 1 cm Höhe der Gleichung $2x \cdot 1 \cdot k_s = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max}$ genügen, wo k_s die mittlere zulässige Scherbeanspruchung des Betons ist; aus ihr ergibt sich

$$44) \quad x = \frac{d \cdot \sigma_{\max}}{2 k_s}.$$

Damit der Beton in der Ebene II—II nicht abgerissen wird, muß die Länge y der Gleichung $2y \cdot 1 \cdot k_2 = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max}$ genügen; da für Beton $k_2 = k_s$ eingeführt werden darf, ergibt sich

$$44^a) \quad y = x.$$

Damit endlich durch das Biegemoment $d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{d}{8}$ der zwischen den Ebenen I bis I gelegene Betonteil nicht überanstrengt wird, muß x auch der Gleichung $1 \cdot \frac{x^2}{6} \cdot k_b = d \cdot 1 \cdot \sigma_{\max} \cdot \frac{d}{8}$ 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 50. Die in Aufg. 40 berechnete Säule (einstielige Bahnsteighalle) ist nach Fig. 202 in ein Betonfundament eingespannt, dessen zulässige Beanspruchung auf Druck $k = \frac{20}{25}$ kg/qcm ohne Berücksichtigung des Winddrucks, auf Zug und Abscheren $k_z = k_s = 4,5$ kg/qcm beträgt. Es sollen Einspannungstiefe und Fundamentabmessungen berechnet werden.

Auflösung. Nach Aufg. 40 und Fig. 202 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 $x = y = \frac{30}{2} \cdot \frac{25}{4,5} = 83$ cm; gewählt ist $x = y = 85$ cm, so daß sich nach Gl. 44^b) die Biegungsspannung zu $\sigma_z = \frac{3}{4} \cdot 30^2 \cdot \frac{25}{85^2} = 2,4$ 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 $\sigma = \frac{22300}{200 \cdot 210} \pm \frac{1842000 \cdot 6}{200 \cdot 210^2} = 0,53 \pm 1,25 = \begin{matrix} +1,8 \text{ (Druck)} \\ -0,7 \text{ (Zug)} \end{matrix}$ kg/qcm (zul. $\frac{20}{4,5}$ kg/qcm).

Aufgabe 51. Für den in Aufg. 41 berechneten Freileitungsmast sollen die im Betonfundament (Fig. 192) auftretenden größten Spannungen berechnet werden.

Auflösung. Nach Fig. 192 ist $t = 1800$ mm, daher $e = 1800 - 100 = 1700$ mm, $d = 2 \cdot 70 = 140$ mm. Ferner berechnet sich nach Aufg. 41 Horizontalkraft und Biegemoment in der

x -Achse zu $W_x = 640 + 500 = 1140$ kg; $M_x = 5150 + 2500 + 1140 \cdot 0,95 = 8730$ mkg;

y -Achse zu $W_y = 700 + 460 = 1160$ kg; $M_y = 5730 + 2170 + 1160 \cdot 0,95 = 9000$ mkg.

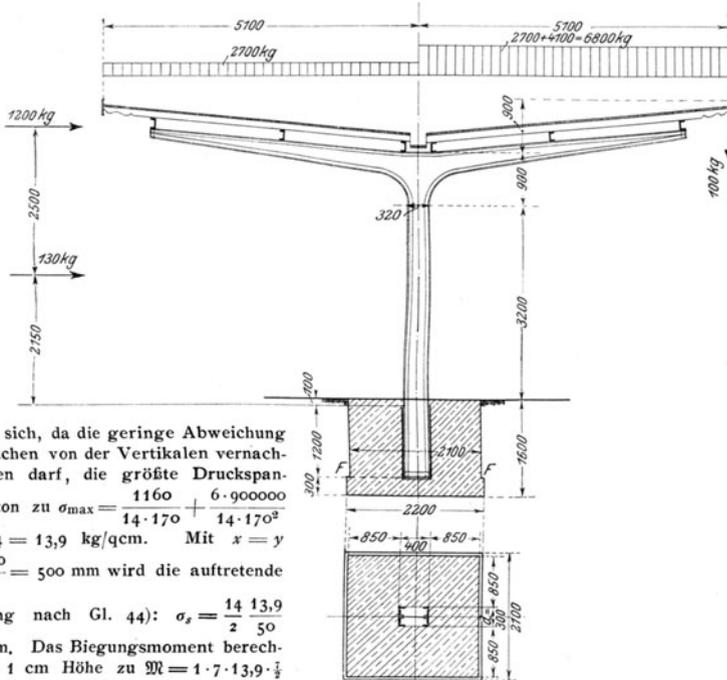


Fig. 202.

Daher ergibt sich, da die geringe Abweichung der Druckflächen von der Vertikalen vernachlässigt werden darf, die größte Druckspannung im Beton zu $\sigma_{\max} = \frac{1160}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 900000}{14 \cdot 170^2}$
 $= 0,5 + 13,4 = 13,9$ kg/qcm. Mit $x = y = \frac{1600 - 600}{2} = 500$ mm wird die auftretende

Scherspannung nach Gl. 44): $\sigma_s = \frac{14}{2} \frac{13,9}{50}$
 $= 2,0$ kg/qcm. Das Biegemoment berechnet sich für 1 cm Höhe zu $M = 1 \cdot 7 \cdot 13,9 \cdot \frac{1}{2}$
 $= 340$ cmkg, daher die Biegungsspannung zu $\sigma_b = \frac{340 \cdot 6}{1 \cdot 50^2} = 0,8$ kg/qcm. Gleichzeitig mit σ_s

tritt am Querschnitt I—I noch eine durch W_x und M_x erzeugte Zugspannung σ_z auf; mit $\sigma'_{\max} = \frac{1140}{14 \cdot 170} + \frac{6 \cdot 873900}{14 \cdot 170^2} = 0,5 + 13,0 = 13,5$ kg/qcm wird $\sigma_z = \frac{1 \cdot 14 \cdot 13,5}{2 \cdot 50} = 1,9$ kg/qcm, so daß sich die Hauptspannung genau genug zu $\sigma = 0,35 \cdot 1,9 + 0,65 \sqrt{1,9^2 + 4 \cdot 2,0^2} = 3,5$ kg/qcm berechnet.

3. Berechnung der Auflagerung.

Auf die Fuge CD zwischen Werkstein und Ziegel- oder Betonmauerwerk (Fig. 203) 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

$$\sigma_{\max}^w = \frac{V_w}{a_w b_w} + \frac{6 M_w}{a_w b_w^2}$$

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 $\kappa_a = \kappa_b$:

$$\sigma_{\max} = \frac{2V_w}{3a_w c_w}$$

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.

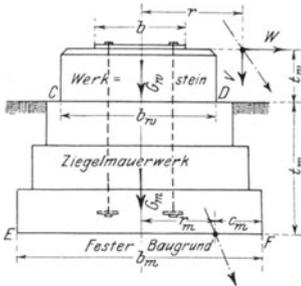


Fig. 203.

Aufgabe 52. Das Fundament der in Aufg. 42 und 46 berechneten Säule ist in Fig. 193 dargestellt; es sollen die größten auftretenden Spannungen berechnet werden. $k_m = 18$ kg/qcm für den Beton, $k_f = 4$ kg/qcm für den Baugrund.

Auflösung. 1. Fuge CD . Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung wird nach Aufg. 46 und Fig. 193: $V_w = 136,6 + 67,0 + 2,0 \cdot 1,2 \cdot 0,75 \cdot 2,8 = 208,6$ t und $M_w = 54,3 + 5,0 \cdot 0,75 = 58,1$ mt; daher $\sigma_{\max} = \frac{208600}{120 \cdot 200} + \frac{5810000 \cdot 6}{120 \cdot 200^2} = 8,7 + 7,7 = 16,4$ kg/qcm.

Bei voller Belastung wird $V_w = 35,2 + 3(30,0 + 48,0) + 67,0 + 2,0 \cdot 1,2(0,65 \cdot 2,2 + 0,75 \cdot 2,8) = 266,7$ t und $M_w = 39,8 + 5,0 \cdot 0,75 = 43,6$ mt; daher $\sigma_{\max} = \frac{266700}{120 \cdot 200} + \frac{4360000 \cdot 6}{120 \cdot 200^2} = 11,1 + 5,5 = 16,6$ kg/qcm.

2. Fundamentsohle EF . Bei einseitiger Deckennutzlast und ohne Schneebelastung wird $V_m = 208,6 + 3,6 \cdot 2,8 \cdot 1,2 \cdot 2,2 + (3,6 \cdot 2,8 - 2,0 \cdot 1,2) 1,4 \cdot 1,6 = 208,6 + 26,6 + 17,2 = 252,4$ t und $M_m = 58,1 + 5,0 \cdot 1,2 = 64,1$ mt; daher $\sigma_{\max} = \frac{252400}{280 \cdot 360} + \frac{6410000 \cdot 6}{280 \cdot 360^2} = 2,5 + 1,1 = 3,6$ kg/qcm.

Bei voller Belastung wird $V_m = 266,7 + 26,6 + 17,2 = 310,5$ t und $M_m = 43,6 + 5,0 \cdot 1,2 = 49,6$ mt; daher $\sigma_{\max} = \frac{310500}{280 \cdot 360} + \frac{4960000 \cdot 6}{280 \cdot 360^2} = 3,0 + 0,8 = 3,8$ kg/qcm.

Aufgabe 53. Das Betonfundament des in Aufg. 41 berechneten Freileitungsmasts ist in Fig. 192 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. $k_f = 2,5$ kg/qcm.

Auflösung. Auf die Fundamentsohle wirkt nach Aufg. 41 und Fig. 192 die lotrechte Last $V = 0,8 + \frac{2,2}{3}(4,7^2 + 2,2^2 + 4,7 \cdot 2,2) 1,6 + (2,2^2 \cdot 1,0 + 1,6^2 \cdot 1,2)(2,2 - 1,6) = 0,8 + 43,7 + 4,7 = 49,2$ t und das Moment

$$\begin{aligned} &\text{in der } x\text{-Achse infolge} \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{xs} = 5150 + 640 \cdot 2,2 = 6560 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{xw} = 2500 + 500 \cdot 2,2 = 3600 \text{ mkg;} \end{cases} \\ &\text{in der } y\text{-Achse infolge} \begin{cases} \text{der Seilzüge} & M_{ys} = 5730 + 700 \cdot 2,2 = 7270 \text{ mkg,} \\ \text{des Winddrucks} & M_{yw} = 2170 = 460 \cdot 2,2 = 3180 \text{ mkg.} \end{cases} \end{aligned}$$

Daher ergeben sich die größten Beanspruchungen des Baugrundes zu

$$\sigma_{\max} = \frac{49200}{220^2} + \frac{(6560 + 3600 + 7270) \cdot 100 \cdot 6}{220^3} = 1,02 \pm 0,98 = \begin{matrix} + 2,00 \text{ (Druck)} \\ + 0,04 \text{ (Druck)} \end{matrix} \text{ kg/qcm.}$$

Aufgabe 54. Das Betonfundament der in Aufg. 40 und 49 berechneten Säule (einstielige Bahnhofshalle) ist in Fig. 202 dargestellt; es soll die größte Pressung des Baugrundes berechnet werden. $k_f = 2,5$ kg/qcm.

Auflösung. Auf die Fundamentsohle wirkt nach Aufg. 49 und Fig. 202 die lotrechte 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 $M_m = 16\,690 + 1\,330 \cdot 1,6 = 18\,820 \text{ mkg}$; daher $r_m = \frac{18\,820}{26\,200} = 0,72 \text{ m} > z = \frac{2,2}{6} = 0,37 \text{ m}$; $e_m = \frac{2,2}{2} - 0,72 = 0,38 \text{ m}$ und $\sigma_{\max} = \frac{2 \cdot 26\,200}{3 \cdot 38 \cdot 210} = 2,2 \text{ kg/qcm}$.

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 denselben 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. 204), die den eben aufgestellten Bedingungen: Trägheitsmomente für alle Schwerachsen gleich groß, Flächenteile möglichst weit vom Schwerpunkt entfernt, vollkommen entspricht.

Der früher bei der Überdeckung weitgespannter Schaufensteröffnungen vielfach angewendete H- oder kastenförmige oder auch aus beiden Formen zusammengesetzte Querschnitt (Fig. 205) 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.

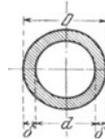


Fig. 204.



Fig. 205.

Die Säulen werden meist liegend gegossen; da hierbei infolge der Durchbiegung des Kerns und des Auftriebs des flüssigen Eisens leicht ungleiche Wandstärken nach Fig. 206 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 1/2 mm erhöht.

Die Einhaltung der vorgeschriebenen Wandstärke ist durch Anbohren an geeigneten Stellen, jedesmal in zwei einander gegenüberliegenden Punkten, bei liegend gegossenen Säulen in der dem etwaigen Durchsacken des Kerns entsprechenden Richtung nachzuweisen.

Sollen Säulen aufrecht gegossen werden, so ist das besonders anzugeben.

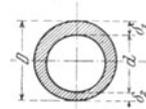


Fig. 206.

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 und die einzelnen Teile nach Fig. 207 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.

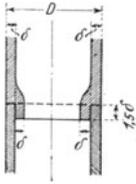


Fig. 207.

2. Kopf- und Fußausbildung.

Kopf und Fuß werden als quadratische, rechteckige, seltener runde wagerechte Platten ausgebildet, die mit dem Schaft durch lotrechte 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.

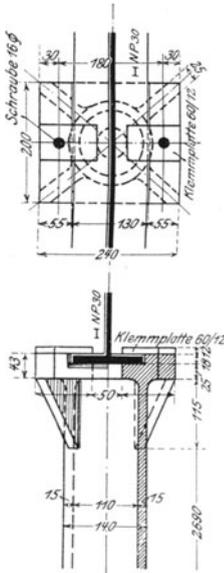


Fig. 208.

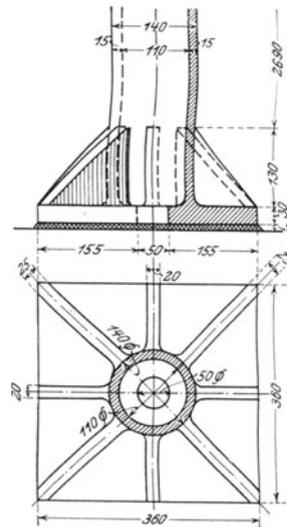


Fig. 209.

Aufgabe 55. Es soll Kopf und Fuß der in Aufg. 36 berechneten gußeisernen Säule entworfen werden.

Auflösung. Die Ausführung ist in Fig. 208 und 209 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein I-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 Säulennachse angreift. Um die freie

Drehbarkeit des Trägers zu wahren, ist er mit der Kopfplatte in der Säulennachse durch Klemmplatten verbunden, das sind Flacheisen, 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. 209) 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

$36^2 \cdot \frac{5,0^2 \pi}{4} = 1280$ 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. 210) 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. 210 durch Strichlage hervorgehoben ist) überträgt. Ist a die Seitenlänge der quadratischen Platte, so wirkt in jedem Dreieckfeld die Mittelkraft P/n im Dreiecksschwerpunkt, 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 Diagonalrippe 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 Biegebbeanspruchung 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

$$y^2 = \frac{15000}{8} \cdot \frac{2 \cdot 51 - 3 \cdot 14}{2,5 \cdot 250} = 180; \quad y = 13,4 \text{ cm};$$

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

$$\Delta = \frac{2a}{n} \sqrt{\frac{2\sigma_m}{k_b}} = \frac{2 \cdot 36}{8} \sqrt{\frac{2 \cdot 11,8}{250}} = 2,8 \text{ cm}; \text{ gewählt sind } 3,0 \text{ cm.}$$

b) Kopf- und Fußplatte, die auf Biegung beansprucht und daher mit $k_b = 250$ kg/qcm berechnet sind, erhalten eine größere Stärke als der Säulenschaft, der auf reinen Druck mit $k = 500$ 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. 207 aufeinander gepropft. Der gesonderte Guß des Fußes bringt daneben den Vorteil der leichteren Montage mit sich.

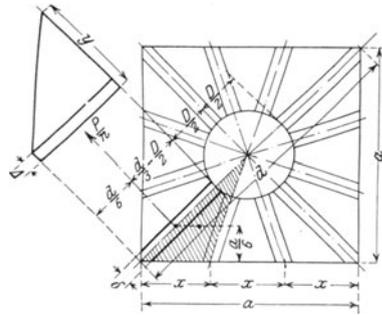


Fig. 210.

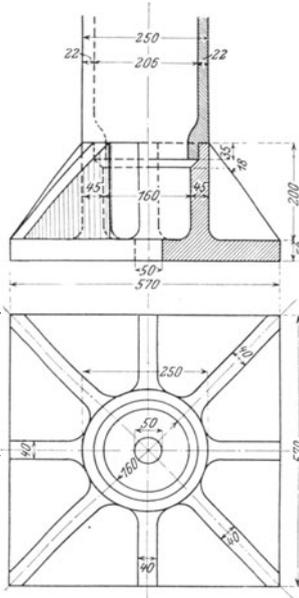


Fig. 211.

Aufgabe 56. Es ist der Fuß der in Aufgabe 39 und 4.4 berechneten Gußsäule zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Fig. 211 dargestellt. Die Fußplatte hat die Fläche $F = 57^2 - \frac{5^2 \cdot \pi}{4} = 3230 \text{ qcm}$ und das Widerstandsmoment $W = \left(\frac{57^4}{12} - \frac{\pi \cdot 5^4}{64} \right) : 28,5 = 30860 \text{ cm}^3$, 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 $y^3 = 6400 \frac{2 \cdot 80 - 3 \cdot 25}{4 \cdot 250} = 544$ 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 Biegsbeanspruchung auf $k_b = 300 \text{ kg/qcm}$; es ergibt sich dann $A = \frac{2 \cdot 57}{8} \sqrt{\frac{2 \cdot 18,9}{300}} = 5 \text{ cm}$.

Durch eine in der Säulenachse angebrachte Stein-schraube 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 usw., vor allem endlich die Möglichkeit, große Biegunngsspannungen 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 es 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. 212^a) oder aber zur Erzielung eines besseren Trägeranschlusses mit zwischengelegten Flacheisenstücken (Fig. 212^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 mit Beton

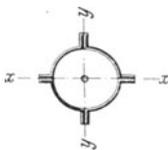


Fig. 212^a.

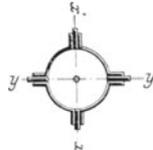


Fig. 212^b.

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.

- c) **Der Kreuzquerschnitt** aus zwei (Fig. 134^a) oder vier (Fig. 213) Winkel-eisen.

Bei im Freien stehenden Säulen müssen die nur 8 bis 20 mm weiten Zwischenräume der Fig. 213 zur Verhinderung der Ansammlung von Schmutz und Rost durch Futterbleche geschlossen werden.

Eine Vergrößerung der Querschnittsfläche wird durch Einschaltung durchlaufender Flacheisen (Fig. 214), eine Vergrößerung des Trägheitsmoments durch Auseinanderücken der Winkeleisen (Fig. 215 und 216) erreicht.



Fig. 213.



Fig. 214.



Fig. 215.

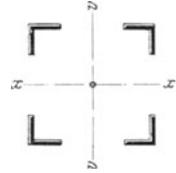


Fig. 216.

β) Der Kastenquerschnitt, gebildet aus:

2 \perp -Eisen (Fig. 217), deren Lichtabstand i mindestens so groß zu wählen ist, daß $J_v = J_x$ wird.

Die umgekehrte Lage der \perp -Eisen nach Fig. 218 ist bei kleinem Lichtabstand e wegen der Schwierigkeit der Nietung und der Erneuerung des Anstrichs nicht zu empfehlen.



Fig. 217.

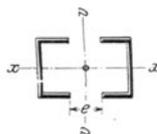


Fig. 218.

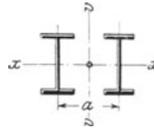


Fig. 219.

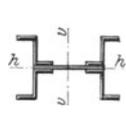


Fig. 220.

2 H -Eisen (Fig. 219) mit einem durch die Bedingung $J_v = J_x$ bestimmten Mindestabstand a .

4 Z -Eisen (Fig. 220) 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. 221) oder zur Vermeidung der schmalen Flanschen durch zwischen genietete \perp -Eisen erreicht, zwischen deren Stegen nach Bedarf noch ein oder mehrere Flacheisen (Fig. 222) 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.

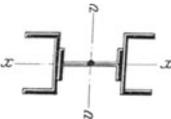


Fig. 221.

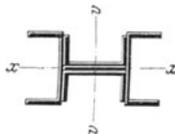


Fig. 222.

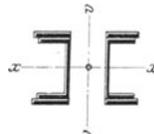


Fig. 223.

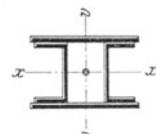


Fig. 224.

Eine Vergrößerung des Trägheitsmoments wird durch Lamellen (Fig. 223) erzielt die man vielfach auch durchlaufend (Fig. 224) anordnet, wobei dann aber der oben erwähnte Nachteil des „geschlossenen“ Querschnitts mit in Kauf genommen wird.

Regel, daß sich alle an einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe in ein und demselben Punkt, nämlich dem Knotenpunkt selbst schneiden sollen; das in Fig. 232 für die in Aufg. 43 berechnete Säule dargestellte Beispiel ist nach den bei der Konstruktion der Fachwerkträger aufgestellten Grundsätzen durchgebildet.

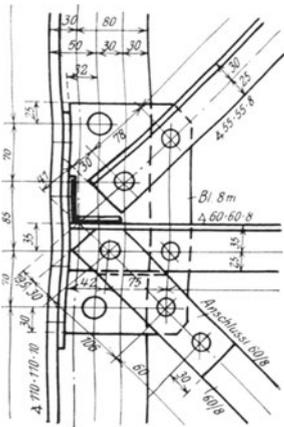


Fig. 230.

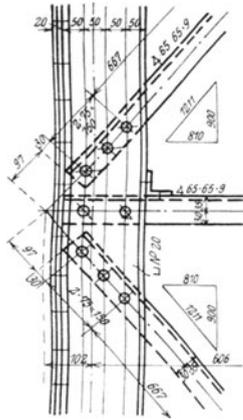


Fig. 231.

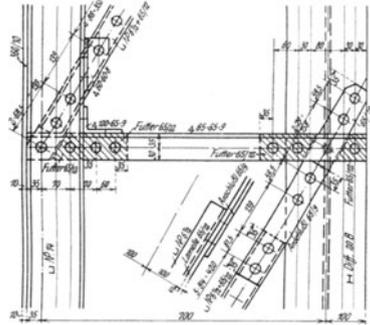


Fig. 232.

3. Kopf- und Fußausbildung.

a) Bei den aus geschweißten Röhren oder Quadranteisen gebildeten Säulen stellt man Kopf und Fuß wohl aus Gußeisen her; die bei den Gußeisensäulen 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 lotrechten, 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 lotrechten 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 lotrechten Blechen übertragen werden muß. Die hierfür errechnete Nietanzahl muß dann auch zwischen den Fußwinkeln und den lotrechten 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 57. Es ist Kopf und Fuß der in Aufg. 37 und 38 berechneten Säule zu entwerfen.

Auflösung. Der Kopf ist in Fig. 233 für den Fall dargestellt, daß auf der Säule ein aus 2 \square NP. 36 gebildeter Unterzug auflagert. Zur Übertragung der Kraft $P=40000$ kg sind nach Aufg. 37 $F_s = \frac{3}{4} \cdot 33,3 = 44,4$ qcm Scherfläche erforderlich. Die wagerechte, 20 mm starke Kopfplatte, auf der der Unterzug unmittelbar aufruht, ist mit den Stegen der \square NP. 18 durch $\sphericalangle 120 \cdot 120 \cdot 11$ mit $2 \times 3 = 6$ Nieten von 20 mm ϕ und mit den lotrechten 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 $(6 + 4) 3,1 + 6 \cdot 4,2 = 56,2$ qcm Scherfläche vorhanden sind. Die Verbindung der lotrechten Bleche mit den Flanschen der \square NP. 18 erfordert daher $44,4 - 6 \cdot 3,1 = 25,8$ qcm Scherfläche, so daß die vorhandenen $4 \times 4 = 16$ Niete von 20 mm ϕ mit $16 \cdot 3,1 = 49,6$ qcm Scherfläche reichlich genügen.

Von der Gesamtkraft $P = 40000 \text{ kg}$ hat daher ein Steg den Anteil $\frac{3 \cdot 3,1 \cdot 900}{\frac{1}{2}(20000 - 3 \cdot 3,1 \cdot 900)}$
 ein Flansch den Anteil $\frac{1}{2}(20000 - 3 \cdot 3,1 \cdot 900)$
 $= \frac{8400}{5800} \text{ kg}$ aufzunehmen; bei $\frac{18,0 \cdot 0,8}{6,2 \cdot 1,1} = 14,4$ qcm Fläche ergibt sich daher die Druckbeanspruchung
 zu $\sigma = \frac{560}{850} \text{ kg/qcm}$.

Die Befestigung des Unterzugs erfolgt durch wagerechte Winkeleisen 150·100·12, 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 lotrechte Verschiebung des einen Trägers gegenüber dem andern unmittelbar über der Säule ausgeschlossen ist.

Der Fuß ist in Fig. 234 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 höher als erforderlich gemacht, um eine möglichst gleichmäßige Druckverteilung in der Auflagerfläche herbeizuführen. Der Fuß ist durch 4 Stein-schrauben gegen Verschieben gesichert.

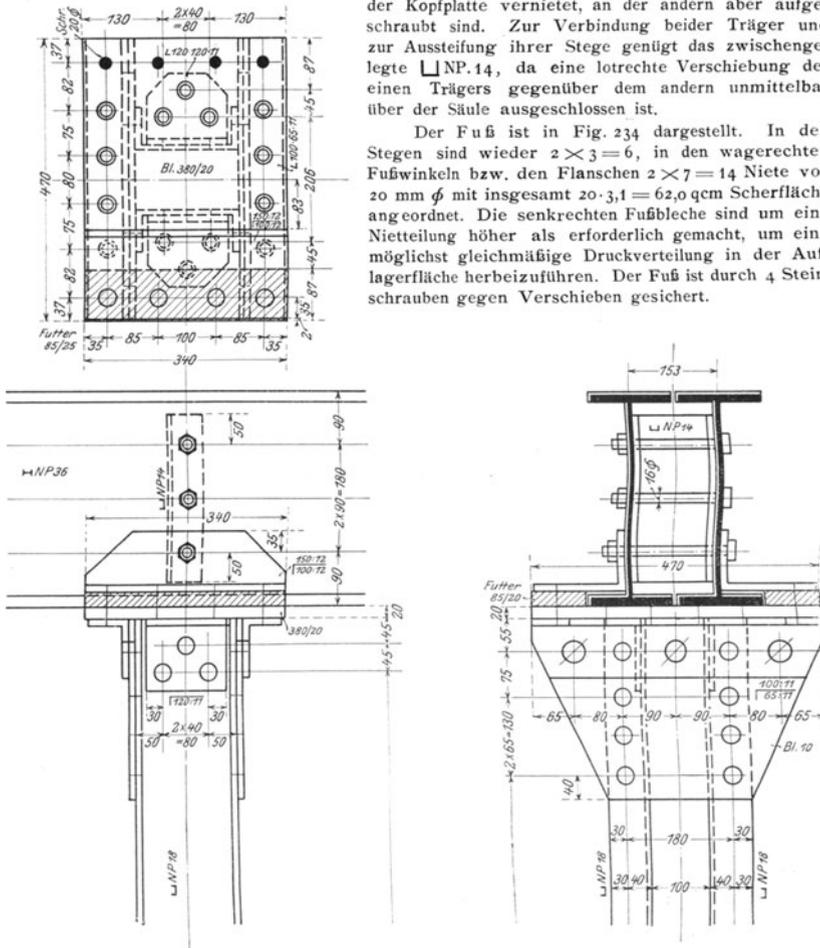


Fig. 233.

Aufgabe 58. Es ist der Fuß der in Aufg. 42 und 46 berechneten Säule zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Fig. 235 dargestellt. Die größte Druckkraft in einem Gurt berechnet sich nach Aufg. 39 zu $S_{m'n} = 156,8 \text{ t}$ und erfordert $F_s = 156,8 \text{ qcm}$ Scherfläche. Die Anschlußniete haben $20 \text{ mm } \phi$; soweit sie zweischnittig sind, zählen sie mit Rücksicht auf den zu

lässigen Lochleibungsdruck nach Gl. 5 bei 14 mm Blechstärke nur $\frac{1,4}{\pi \cdot 2,0} = 1,78$ fach. Bei 116,4 qcm

Gesamtgurtfläche ergibt sich mit $\frac{156,8}{116,4} = 1,35$ die erforderliche Scherfläche für

den Steg mit $20,0 \cdot 0,85 = 17,0$ qcm Fläche zu $17,0 \cdot 1,35 = 23,0$ qcm; vorhanden sind $12 \cdot 3,1 = 37,2$ qcm;

den Flansch mit $6,85 \cdot 1,15 = 7,9$ qcm Fläche zu $7,9 \cdot 1,35 = 10,9$ qcm; vorhanden sind $4 \cdot 3,1 = 12,4$ qcm;

die Lamellen mit $(36,0 + 2 \cdot 8,0) 1,0 = 52,0$ qcm Fläche zu $52,0 \cdot 1,35 = 70,2$ qcm; vorhanden sind $2(6 \cdot 1,78 + 1) 3,1 = 72,4$ qcm;

insgesamt $2 \cdot 37,2 + 4 \cdot 12,4 + 72,4 = 196,4$ qcm; die äußeren Flansche werden durch den Überschuß an Nietfläche in Stegen und Lamellen eingebunden.

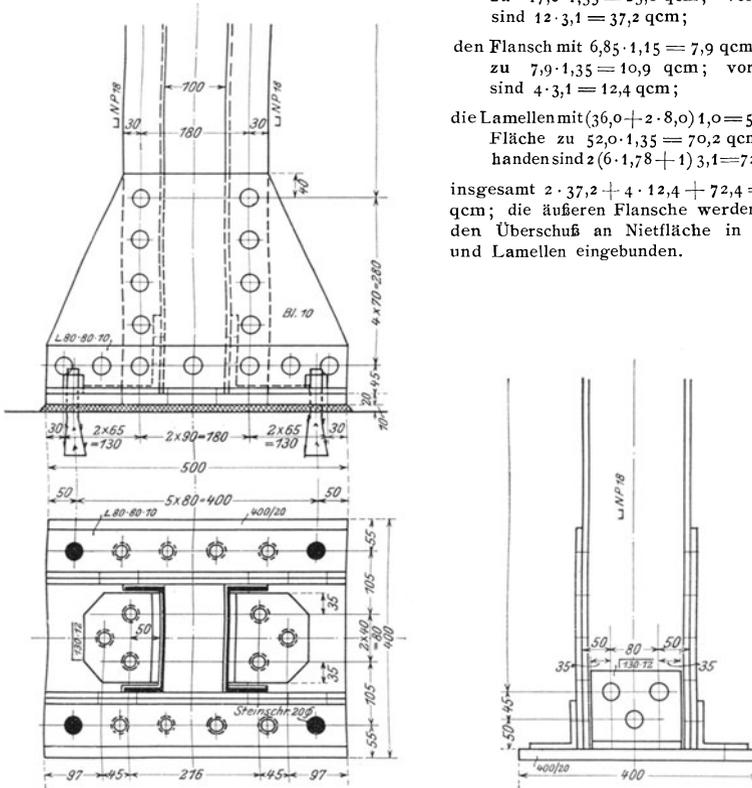


Fig. 234.

Die lotrechten Fußbleche sind an die wagerechten Fußwinkel $200 \cdot 100 \cdot 16$ durch $2 \times 1 = 2$ einschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$, $2 \times 3 \frac{1}{2} = 7$ einschnittige und $2 \times 3 = 6$ doppelschnittige Niete von $26 \text{ mm } \phi$ (die aber nur $1,4 : 2,6 \pi / 8 = 1,37$ fach zählen) sowie in den kurzen zur Aussteifung der Fußwinkel dienenden Querwinkeln durch $2 \times 2 = 4$ doppelschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$ (die aber nur $1,0 : 2,3 \pi / 8 = 1,17$ fach zählen) angeschlossen, so daß insgesamt $(2 + 4 \cdot 1,17) 4,2 + (7 + 6 \cdot 1,37) 5,3 = 107,7$ qcm Scherfläche vorhanden sind und daher von der Gurtkraft S_{\min} der Teil $156,8 - 107,7 = 49,1 \text{ t}$ unmittelbar durch die lotrechten Fußbleche und die zu ihrer Aussteifung innen durchgeführten Winkeleisen a übertragen wird.

Die größte Zugkraft in einem Gurt berechnet sich nach Aufg. 42 zu $S_{\max} = \frac{39,8}{0,606} - \frac{1}{2}(24,0 + 1,2) - 30,0 = 23,7 \text{ t}$, zu deren Aufnahme $23,7$ qcm Scherfläche erforderlich sind. Vorhanden sind in den Fußwinkeln $2 \times 6 \frac{1}{2} = 13$ einschnittige Niete von $26 \text{ mm } \phi$ und $2 \times 1 = 2$ einschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$, in den Querwinkeln $2 \times 2 = 4$ einschnittige Niete von $23 \text{ mm } \phi$ mit insgesamt $13 \cdot 5,3 + (2 + 4) \cdot 4,2 = 94,1$ qcm Scherfläche.

Die erforderlichen 8 Anker von $1\frac{1}{2}'' \phi$ erfordern im Mauerwerk Gegenplatten, die entweder aus einem (Fig. 235 links) oder mehreren durchlaufenden \perp - oder H -Eisen oder aber aus gußeisernen Ankerplatten oder aus einer Verbindung beider (Fig. 235 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.

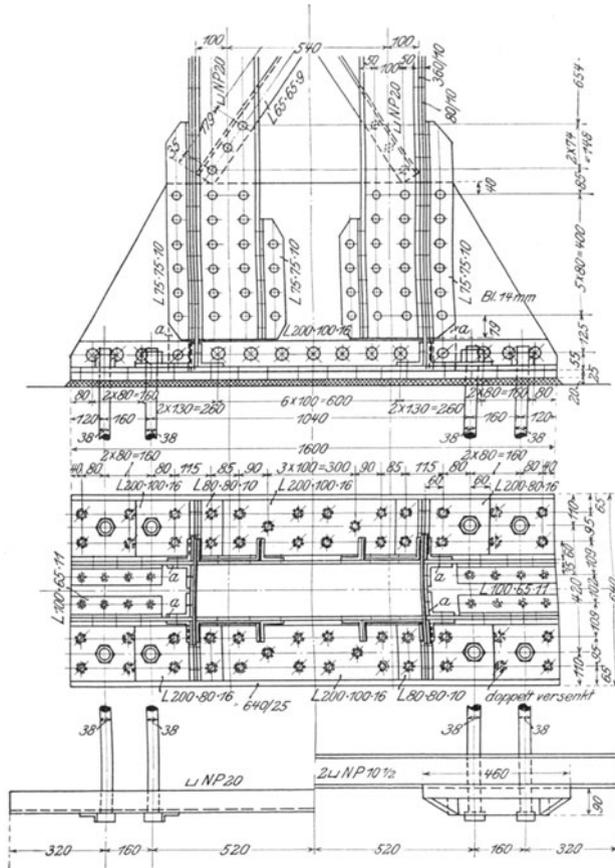


Fig. 235.

Weitere Beispiele für die Fußausbildung sind in Fig. 197 und 199 gegeben. Die in Aufg. 45 zur Ermittlung der Biegungsspannungen in der Fußplatte (Fig. 197) angewandte Berechnungsweise ist allgemein gültig. Ist der aus lotrechten und wagerechten Fußblechen und ihren Verbindungswinkeln gebildete \perp -förmige Querschnitt zur Aufnahme der Biegemomente nicht ausreichend, so werden die lotrechten Bleche an den Außenkanten durch Gurtwinkel verstärkt.

Aufgabe 59. Es ist der Fuß der in Aufg. 40 und 50 berechneten Säule (einstielige Bahnsteighalle) zu entwerfen.

Auflösung. Der Fuß ist in Fig. 236 dargestellt. Die wagerechte Fußplatte 560×300 hat nach Aufg. 37 die größte lotrechte Kraft $P = 14200$ kg zu übertragen, daher die Druckbeanspruchung des Betons $\sigma_m = \frac{14200}{56 \cdot 30} = 8,4$ kg/qcm (zulässig 20 kg/qcm nach Aufg. 50); die Bean-

kante 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. 208 und 233 zeigen, keine Schwierigkeiten.

Ist der Träger größeren Wärmeschwankungen ausgesetzt, wie z. B. im Freien, so wird der Widerstand, den die Säulenkopfplatte der Längsbewegung des Trägers infolge

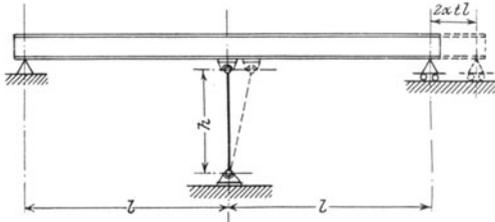


Fig. 237.

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. 237) 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.

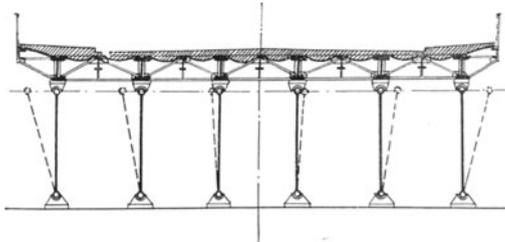


Fig. 238.

Liegen dabei mehrere Träger nebeneinander (Fig. 238), die durch Querrahmen fest miteinander verbunden sind, so werden die Zapfen durch Kugelkipplager 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.

Liegen dabei mehrere Träger nebeneinander (Fig. 238), die durch Querrahmen fest miteinander verbunden sind, so werden die Zapfen durch Kugelkipplager 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 60. 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. $h = \frac{500}{300}$ kg/qcm für Druck; $h_s = 200$ kg/qcm, $\epsilon = 8$.

Auflösung. Nach Gl. 1) wird $F = \frac{70000}{500} = 140,0$ qcm und nach Gl. 33^a $J_{\min} = 8 \cdot 70 \cdot 0,4 \cdot 0,8^2 = 8960$ cm⁴; der in Fig. 239^a dargestellte Querschnitt hat $F = 168,9$ qcm, $J = 9890$ cm⁴, daher $\sigma = \frac{70000}{168,9} = 420$ kg/qcm.

Der Kopf der Pendelsäule ist in Fig. 239 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 $\sigma = \frac{2 \cdot 70000}{\frac{1}{4} \pi \cdot 19,0^2} = 500$ kg/qcm. Das Moment für die 55 mm hohe ringförmige Nase, mit der sich

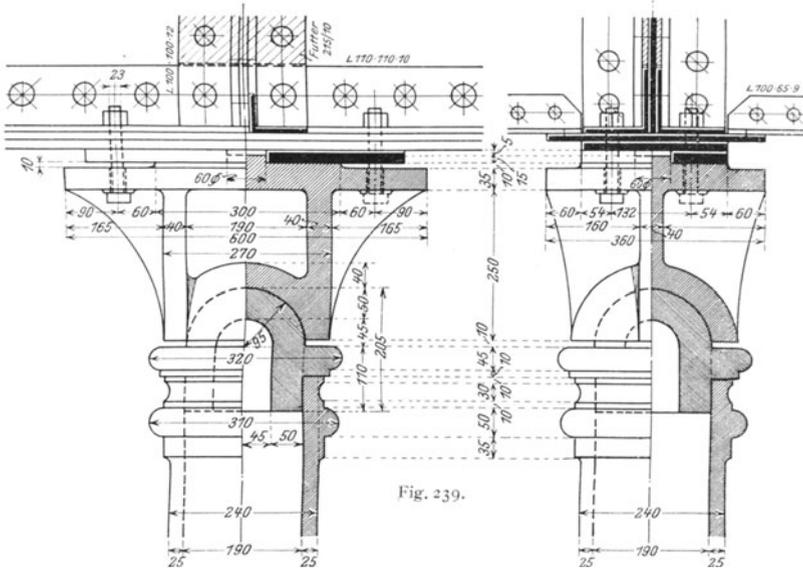


Fig. 239.

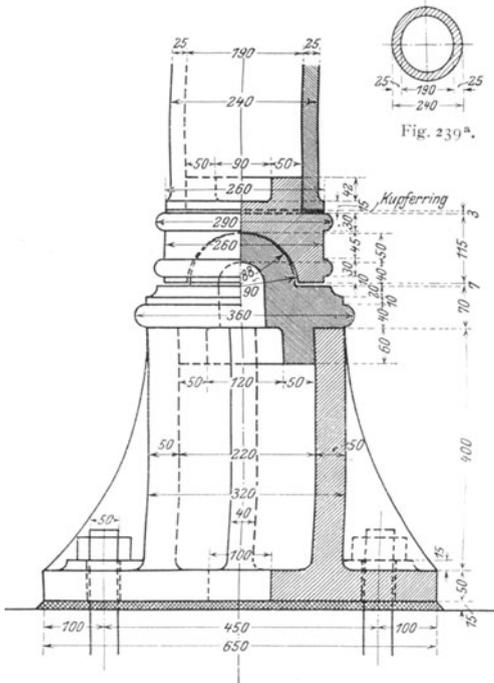


Fig. 240.

der Kugeln auf den Schaft auflegt, berechnet sich für 1 cm Umfang zu $M = \frac{420 \cdot 1 \cdot 2,5^2}{2} = 1310 \text{ cmkg}$, daher die Biegebbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{1310 \cdot 6}{1,5 \cdot 5^2} = 260 \text{ kg/qcm}$ und die Scherbeanspruchung zu $\sigma_s = \frac{420 \cdot 2,5}{1,5 \cdot 5} = 190 \text{ kg/qcm}$.

Ist σ die nach Gl. 32) berechnete, k aber die zulässige Druckbeanspruchung des Kugelmaterials, so berechnet sich die Stärke der Hohlkugel genau genug aus der Gleichung $\delta = \frac{r \cdot \sigma}{2 \cdot k}$ zu $\delta = \frac{9,5 \cdot 500}{2 \cdot 500} = 4,75 \text{ cm}$; gewählt ist $\delta = 50 \text{ mm}$. Die obere Kippplatte 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. 240 dargestellt. Mit $r_1 = 90 \text{ mm}$, $r_2 = 88 \text{ mm}$ und $E = 1000 \text{ t/qcm}$ wird nach Gl. 30a) $d = 2 \sqrt[3]{\frac{4 \cdot 70 \cdot 90 \cdot 8,8}{3 \cdot 1000 \cdot 90}} = 8,8 = 6,7 \text{ cm}$ und damit nach Gl. 31):

$\sigma = \frac{3}{2} \frac{70000}{\pi \cdot 6,7^2} = 3000 \text{ kg/qcm}$ (zul. 3500 kg/qcm). Der Druck auf die Ringfläche des Fußstücks von $\frac{\pi}{4} (32^2 - 22^2) = 424,1 \text{ qcm}$ Querschnitt berechnet sich zu $\sigma = \frac{70000}{424,1} = 170 \text{ kg/qcm}$, daher das Moment für die 70 mm hohe ringförmige Nase des Kugelzapfens für 1 cm Umfang zu $M = 170 \cdot 1 \cdot \frac{5^2}{2} = 2130 \text{ cmkg}$, die Biegebungsbeanspruchung zu $\sigma_b = \frac{2130 \cdot 6}{1 \cdot 7^2} = 260 \text{ kg/qcm}$ und die Scherbeanspruchung zu $\sigma_s = \frac{170 \cdot 5}{1 \cdot 7} = 120 \text{ kg/qcm}$.

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 Säulenachse zu übertragen, im übrigen aber bei der Querschnittsbestimmung der Säule die durch den exzentrischen Lastangriff entstehenden Biegemomente in Rechnung zu stellen (vgl. Aufg. 39).

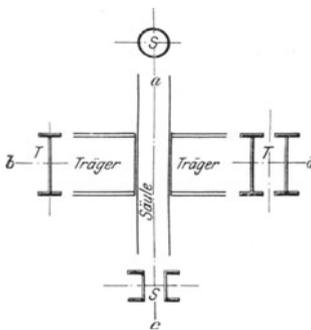


Fig. 241.

Je nachdem der Querschnitt der Säule bzw. Träger ein- oder zwei- (bzw. auch mehr-) teilig ist, hat man die in Fig. 241 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 61. Es ist der Punkt *A* der in Fig. 242 dargestellten zweigeschossigen Deckenanlage zu entwerfen.

Auflösung. Der Punkt *A* ist in Fig. 243 dargestellt. Das zwischen dem oberen und unteren Säulenschaft eingeschaltete Zwischenstück besteht aus zwei lotrechten, 30 mm starken Wänden, die durch innere und äußere Rippen ausgesteift sind; letztere dienen gleichzeitig zum Anschluß der Deckenträger **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 **NP.40** oben gewölbt und mit einer 12 mm tiefen Aussparung $60 \times 140 \text{ mm}$ versehen, in die ein unter den Unterzug genietetes Flacheisen $80/12$ eingreift, um so die feste Verbindung zwischen Säule und Träger herzustellen. Der auf sie wirkende Auflagerdruck von 30 t (Fig. 242) 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 Biegebewiderstand sie unter Mitwirkung der oberen Platte in die lotrechten Wände weiterleitet; sie geben den Druck teils unmittelbar, teils durch die außen angeordneten 4 Diagonalrippen an das untere Ringstück und durch dieses an den unten Säulenschaft ab.

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. 242 mit Gelenken ausgebildet ist. In allen anderen Fällen begnügt man sich damit, den Träger nach Fig. 244 beiderseits bis an den Säulenschaft heranzuführen, zu seiner Auflagerung kurze, durch Rippen ausgesteifte Konsolen

Anschlußwinkel 90·90·11 übertragen; die unterhalb des Trägers angebrachten Winkel eisen 65·65·11 sind nicht unbedingt erforderlich, aber besonders zur Erleichterung der Montage zweckmäßig.

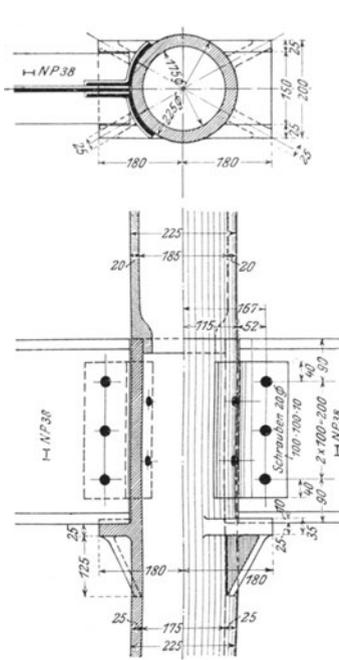


Fig. 244.

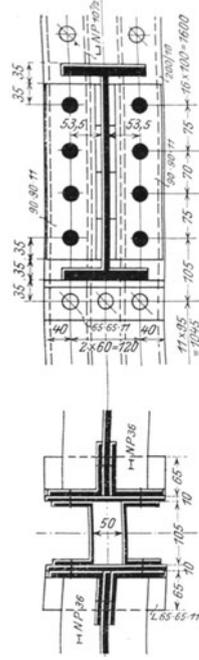


Fig. 245.

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. 246. Das Zwischenstück nimmt den oberen Säulenschaft unmittelbar auf und ist mit lotrechten Stegen versehen, an die die in Säulenachse 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 Stärke auf das untere Ringstück und durch dieses auf den untern Säulenschaft überträgt. Diese Platte dient gleichzeitig zur Aufnahme des Auflagerdrucks der beiden I-NP. 45 und ist daher außen durch 6 Rippen gegen das untere Ringstück abgesteift; die der Säule zugekehrten Flansche der I-NP. 45 müssen oben und unten abgearbeitet werden.

b) **Flußeiserne Säulen.** Die Anordnung kann zunächst ganz entsprechend wie bei den Gußsäulen getroffen werden. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 247. An die aus $2 \text{ I-NP. 16} + 2^{280}_{10}$ gebildete kastenförmige Säule schließt sich der aus 2 I-NP. 32 gebildete Unterzug und senkrecht zu diesem die aus I-NP. 22 bestehenden Nebenträger an. Die inneren Flansche der beiden, in Säulenachse gestoßenen I-NP. 32 sind abgearbeitet, so daß ihre Stege unmittelbar auf den Säulenlamellen verschraubt werden

können. Der Nebenträger ist unterbrochen und mit Winkeleisen an den Unterzug angeschlossen; die Anschlußniete sind in den Stegen der I-NP. 32 versenkt. Die unterhalb des Unterzugs angeordneten $\sphericalangle 65 \cdot 65 \cdot 11$ dienen wieder in erster Linie zur Erleichterung der Montage.

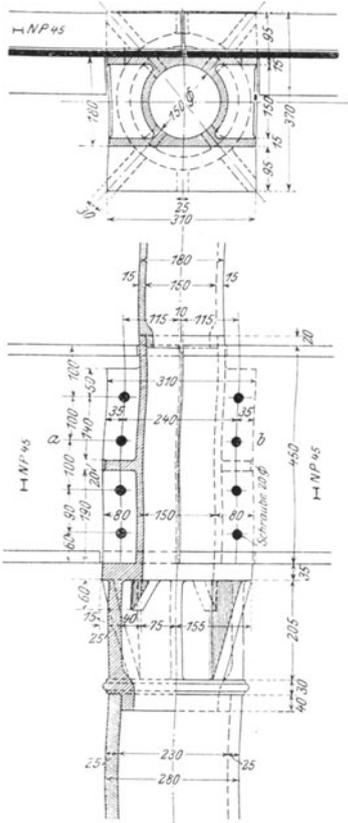


Fig. 246.

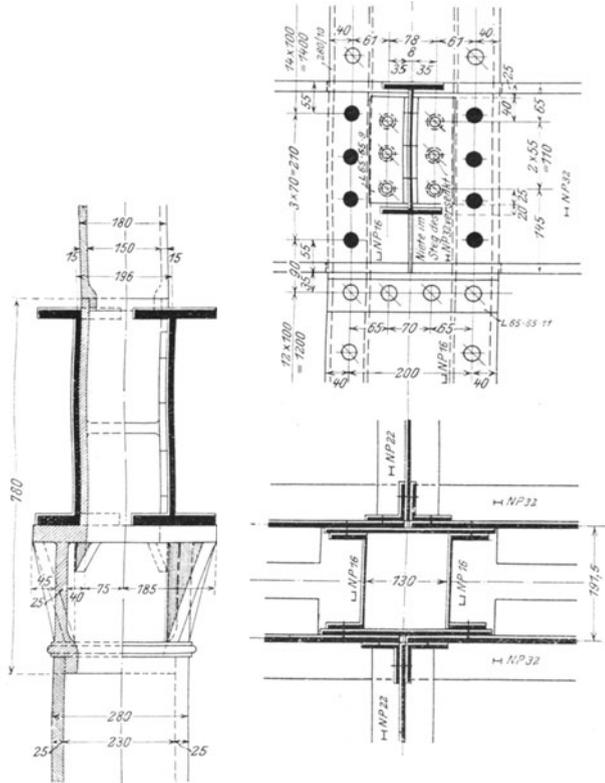


Fig. 247.

Eine zweite Art des Anschlusses, die der in Fig. 245 dargestellten entspricht, zeigt Fig. 248. Hier schließt sich ein aus 3 I-NP. 30 gebildeter Unterzug an eine aus 2 \sqcup NP. $10^{1/2} + 2^{140/10}$ bestehende kastenförmige Säule an; die Träger sind unterbrochen und mit lotrechten Winkeleisen angeschlossen, von denen zur Ermöglichung der Montage nur die mittleren von vornherein mit der Säule, die äußeren aber mit den I-NP. 30 fest verbunden sind.

3. Säule zweiteilig, Träger einteilig.

Hier kommen nur flußeiserne Säulen in Betracht. Die Träger werden entweder unterbrochen und durch Winkeleisen angeschlossen (entsprechend Fig. 245, bei der man sich die Lamellen fortfallend und durch Anschlußbleche ersetzt zu denken hat), oder

aber sie gehen nach Fig. 249 zwischen beiden Säulenteilen ununterbrochen durch; die konstruktive Ausbildung entspricht dann der des Säulenkopfs. Das über dem Träger gestrichelt eingezeichnete Winkeleisen w ist zur Verhinderung der seitlichen Ausbiegung des gedrückten Trägerflansches nur dann erforderlich, wenn der Träger nicht schon durch die Konstruktion selbst (z. B. durch rechtwinklig zu ihm anschließende Nebenträger) gegen seitliche Verschiebung hinreichend geschützt ist.

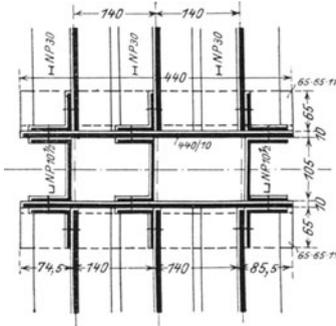


Fig. 248.

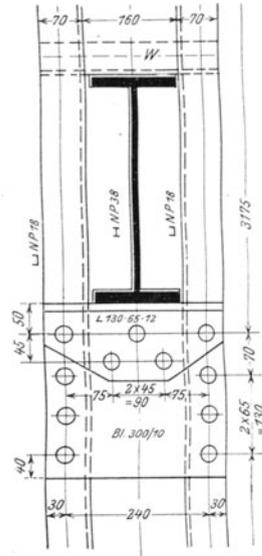


Fig. 249.

4. Säule zweiteilig, Träger zweiteilig.

Auch hier kommen nur flußeiserne Säulen in Betracht. Die Träger werden entweder unterbrochen und entsprechend der Fig. 248 durch Winkeleisen angeschlossen oder aber entsprechend der Fig. 247 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.).

Die einzelnen Teile einer Deckenkonstruktion (Fig. 250) 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.

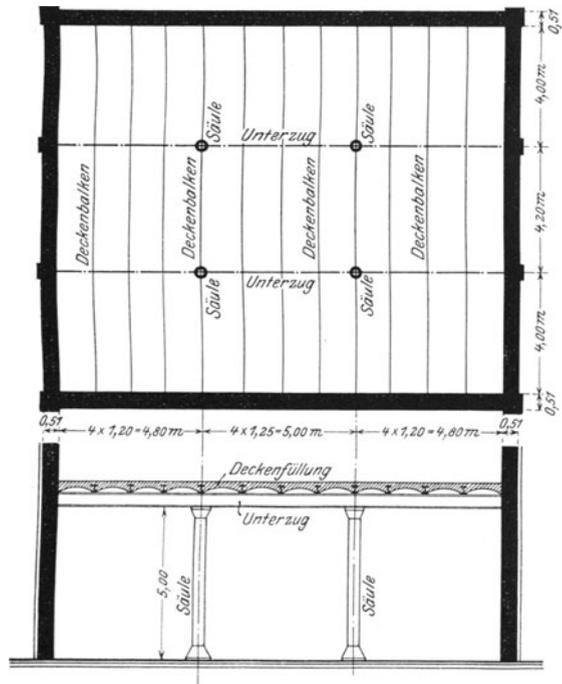


Fig. 250.

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 Einspannungsmoments 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

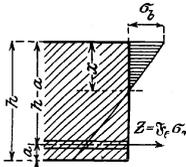


Fig. 251.

so berechnet sich der Abstand x der neutralen Achse von der Oberkante bei Vernachlässigung der im Beton auftretenden Zugspannungen aus der Bedingung, daß die statischen Momente des Druck- und Zugquerschnitts gleich groß sein müssen, also aus der Gleichung $100 \frac{x^2}{2} = n f_e (h - a - x)$ zu

$$45) \quad x = \frac{n f_e}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(h-a)}{n f_e}} - 1 \right]$$

und daraus mit $z = h - a - \frac{x}{3}$:

$$46) \quad \sigma_e = \frac{M}{f_e z}, \quad 47) \quad \sigma_b = \frac{x}{n(h-a-x)} \sigma_e \cdot 1)$$

Aufgabe 62. Die Belastung der in Fig. 250 dargestellten Decke beträgt von der ständigen Last Verkehrs-

$\frac{400}{800}$ kg/qm. Die Deckenfüllung besteht aus einer ebenen Eisenbetondecke 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 10 Rundeseisen von 7 mm ϕ mit $f_e = 10 \cdot 0,38 = 3,8$ qcm Fläche eingelegt sind. Es sind die im Beton und Eisen auftretenden größten Spannungen zu berechnen.

Auflösung. Bei 1,25 m größter Entfernung der Deckenbalken entfällt auf 1 m Breite der Füllung die Gesamtlast $Q = 1,25 \cdot 1,0 (400 + 800) = 1500$ kg und, da die Platte über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchläuft, das Moment $M = \frac{4}{5} \cdot 1500 \cdot \frac{125}{8} = 18750$ cmkg. Daher wird nach Gl. 45):

1) „Bestimmungen für die Ausführung von Bauwerken aus Beton und Eisenbeton“ vom 13. Januar 1916 und „Musterbeispiele“ zu diesen Bestimmungen vom 3. Juni 1919.

$$x = \frac{15 \cdot 3,8}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200 \cdot 6,5}{15 \cdot 3,8}} - 1 \right] = 2,2 \text{ cm und mit } z = 6,5 - \frac{2,2}{3} = 5,8 \text{ cm nach Gl. 46: } \sigma_e = \frac{18750}{3,8 \cdot 5,8} \\ = 850 \text{ kg/qcm (zul. 1000 kg/qcm) und nach Gl. 47: } \sigma_b = \frac{2,2}{15 \cdot 4,3} \cdot 850 = 29 \text{ kg/qcm (zul. 35 kg/qcm).}$$

Ist $\frac{k_b}{k_e}$ die zulässige Beanspruchung des Steinmaterials, 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 $f_e = \frac{3 M}{(h - a)(3 - s) k_e}$. Mit $\frac{k_b}{k_e} = \frac{35}{1000}$ kg/qcm ergibt sich für die Zahlenwerte der Aufg. 62: $s = 0,34$; $h - a = 6,0$ cm; $f_e = 3,5$ qcm.

b) Die gewölbte Füllung darf für die praktische Anwendung hinreichend genau nach den Gl. 17) bis 19) berechnet werden.

Aufgabe 63. Die Füllung der in Fig. 250 dargestellten Decke besteht aus 12 cm starken Ziegelsteingewölbem von $f = 0,18$ m Pfeilhöhe. Es sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 62 die größten Spannungen im Gewölbe berechnet werden.

Auflösung. a) Volle lotrechte Belastung: $Q = (400 + 800) 1,25 \cdot 1,0 = 1500$ kg für $b = 1$ m Gewölbebreite. 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 lotrechte Belastung: $Q = 400 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 500$ kg; $\Sigma = 800 \cdot 1,25 \cdot 1,0 = 1000$ 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, so 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 64. Die Füllung der in Fig. 250 dargestellten Decke besteht aus Wellblech; unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 62 soll das erforderliche Wellblechprofil bestimmt werden. $k = 1000$ kg/qcm.

Auflösung. α) Ebene Füllung. Nach Aufg. 62 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 Beanspruchung mit den Zahlenangaben der Aufg. 63 β zu $\sigma_{\max} = \frac{900}{12,0} + \frac{2000}{8,4} = 75 + 240 = 315$ 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. 29 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 65. Die Deckenbalken und Unterzüge der in Fig. 250 dargestellten Decke sollen unter Zugrundelegung der Belastungen der Aufg. 62 mit $h = 875$ kg/qcm berechnet werden.

Auflösung. 1. Deckenbalken. $L = 4,2$ m; $b = 1,25$ m; $p = 1200$ kg/qm; daher $Q = 4,2 \cdot 1,25 \cdot 1200 = 6300$ kg, zuzüglich Eigengewicht rund $Q = 6500$ kg; $M = 6500 \cdot \frac{4,2^2}{8} = 341\,300$ cmkg; $W = \frac{341\,300}{875} = 390$ cm³. Gewählt ist I-NP. 25 mit $W = 396$ cm³.

Stützdruck $N = 3250$ kg; Trägerbreite $b = 110$ mm; daher die erforderliche Auflagerlänge bei $k_m = 12$ kg/qcm zulässiger Beanspruchung des Ziegelmauerwerks in Kalkzementmörtel $a = \frac{3250}{12 \cdot 11,0} = 25$ cm.

2. Unterzug. $L = 5,0$ m; $b = \frac{1}{2}(4,2 + 4,0) = 4,1$ m; $p = 1200$ kg/qm; daher $Q = 5,0 \cdot 4,1 \cdot 1200 = 24600$ kg, zuzüglich Eigengewicht für Balken und Unterzug rund $Q = 25400$ kg; $M = 25400 \cdot \frac{5,0^2}{8} = 158800$ mkg; $W = \frac{1588000}{875} = 1820$ cm³. Gewählt ist I-NP. 45 mit $W = 2040$ cm³.

Stützdruck $N = 12700$ kg; gußeiserne Auflagerplatte 280×440 mm; daher der Druck auf das Mauerwerk in Kalkzementmörtel $\sigma_m = \frac{12700}{28,0 \cdot 40,0} = 11,4$ kg/c.m. Plattenstärke nach Gl. 16

$$\delta = \sqrt{\frac{3}{4} \cdot \frac{12700}{250} \cdot \frac{40}{28}} = 7,5 \text{ cm.}$$

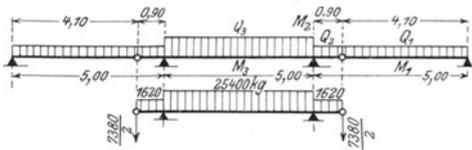


Fig. 252.

Aufgabe 66. Der Unterzug der Aufg. 65 ist nach Fig. 252 (vgl. auch Fig. 242) als Gerberträger ausgebildet; welches I-I-Profil ist zu wählen?

Auflösung. Die in Fig. 252 eingetragenen Belastungen der einzelnen Trägerstrecken berechnen sich zu:

$$Q_3 = 25400 \text{ kg wie in Aufg. 65 ;}$$

$$Q_2 = 25400 \cdot \frac{0,9}{5,0} = 4570 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 0,9 \cdot 800 = 2950}{4570 - 2950 = 1620} \text{ kg von der Verkehrsständigen Last;}$$

$$Q_1 = 25400 \cdot \frac{4,1}{5,0} = 20830 \text{ kg, und zwar } \frac{4,1 \cdot 4,1 \cdot 800 = 13450}{20830 - 13450 = 7380} \text{ kg von der Verkehrsständigen Last.}$$

Damit ergeben sich die größten Momente

$$\text{im eingehängten Felde zu } M_1 = 20830 \cdot \frac{4,1}{8} = 10680 \text{ mkg;}$$

$$\text{über der Mittelstütze zu } M_2 = (4570 + 20830) \cdot \frac{0,9}{2} = 11430 \text{ mkg;}$$

$$\text{in Mitte Kragträger zu } M_3 = 25400 \cdot \frac{5,0}{8} - (1620 + 7380) \cdot \frac{0,9}{2} = 11820 \text{ mkg.}$$

Daher $W = \frac{1182000}{875} = 1360$ cm³, so daß I-NP. 40 mit $W = 1459$ cm³ genügt; hinzutritt das Mehr an Eisen und Arbeit für die Ausbildung der Gelenke.

III. Die Säulen.

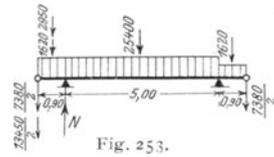
Sie werden nach den Regeln des 4. Kap. berechnet. Der größte Säulendruck P ergibt sich aus den größten Stützdrücken der Unterzüge zuzüglich eines Zuschlags für das Eigengewicht.

Aufgabe 67. Es soll die größte Säulendruckkraft P der in Fig. 250 dargestellten Decke für den Fall berechnet werden, daß die Unterzüge nach Fig. 252 als Gerberträger ausgebildet sind.

Auflösung. Der größte Stützdruck des Kragträgers ergibt sich bei der in Fig. 253 dargestellten Belastung, und zwar zu

$$N = \frac{1}{2} \cdot 25400 + 1620 + \frac{1}{2} \cdot 7380 + \frac{1}{5,0} \left(2950 \cdot 5,45 + \frac{1}{2} \cdot 13450 \cdot 5,9 \right)$$

= 29160 kg; daher die größte Säulenkraft einschließlich des Eigengewichts rund $P = 30,0$ 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 Flansch des Unterzugs gegen Ausbiegen in der wagerechten Ebene nach Fig. 84 zu schützen, werden die Holzbalken entweder 2 bis 3 cm tief eingekämmt (Fig. 254) oder aber durch Winkel-eisen (ein- oder zweiseitig, Fig. 255) mit dem Unterzug verbunden; letzteres ist Regel beim Stoß der Holzbalken.

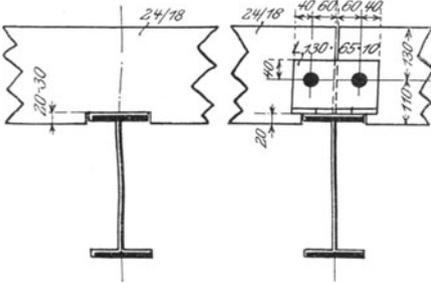


Fig. 254.

Fig. 255.

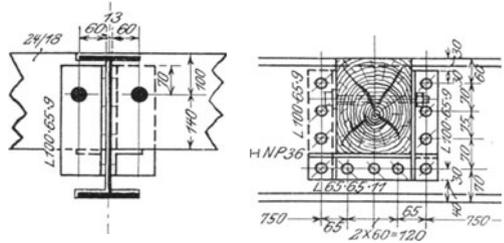


Fig. 256.

Liegen Balken und Unterzug ganz oder annähernd bündig, so werden die Balken auf wagerechten, an den Trägersteg genieteten Winkelisen gelagert (Fig. 256); ein nebengelegtes senkrecht Winkelisen bewirkt die Aussteifung des Stags und wird zur Sicherung des gedrückten 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 Berührungsfächen zwischen Holz und Eisen Asphaltpappstreifen 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. 257); die in den Fugen zur Aufnahme der auftretenden Zugspannungen angeordneten Einlagen aus Rund-, Flach- oder Profileisen müssen in Zementmörtel verlegt werden. Eine solche aus

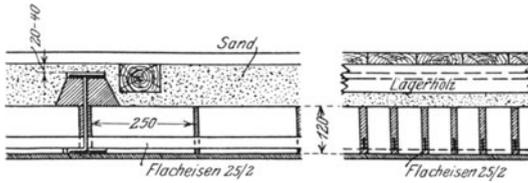


Fig. 257.

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. 258 dargestellte Anordnung, bei der die Träger allseitig gegen den unmittelbaren Angriff der Hitze und Flammen

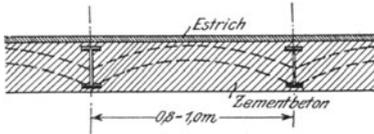


Fig. 258.

geschützt liegen, ergibt bei größerer Trägerhöhe ein hohes Eigengewicht, gehört aber auch ihrer statischen Wirkung nach zu den gewölbten Füllungen, wie gestrichelt angedeutet. Für große Lasten und starke Erschütterungen hat sich die in Fig. 259 dargestellte Anordnung bewährt, bei der die Betonplatte selbst gleichzeitig als Deckenbalken wirkt, die in $\frac{1}{4}$ bis $\frac{1}{8}$ m Entfernung angeordneten I-I-Eiseneinlagen aber die bei der Biegung auftretenden Zugspannungen aufnehmen.

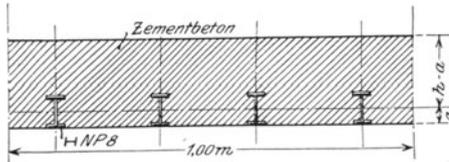


Fig. 259.

Aufgabe 68. Bei der in Fig. 250 dargestellten Decke fallen die Deckenbalken fort; von Unterzug ist eine 220 mm starke Betonplatte gespannt, in die für 1 m Breite je 4 I-NP. 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):

$$x = \frac{15 \cdot 30,4}{100} \left[\sqrt{1 + \frac{200(22,0 - 4,0)}{15 \cdot 30,4}} - 1 \right] = 9,0 \text{ cm,}$$

daher nach Gl. 46):

$$\sigma_b = \frac{2 \cdot 231000}{100 \cdot 9,0 (18,0 - 3,0)} = 34,2 \text{ kg/qcm}$$

und nach Gl. 47):

$$\sigma_e = \frac{231000}{30,4 (18,0 - 3,0)} = 500 \text{ kg/qcm.}$$

Bei zwischen den Deckenbalken liegenden Eisenbetonplatten werden entweder die unteren (Fig. 260) oder die oberen (Fig. 261) Flanschen zur Auflagerung benutzt.

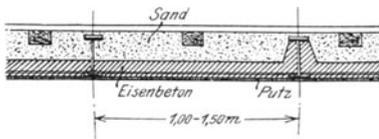


Fig. 260.

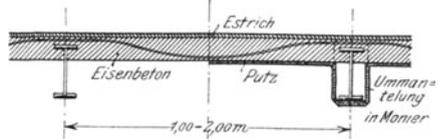


Fig. 261.

Im Falle der Fig. 261 bildet die Füllung einen über mehrere Öffnungen durchlaufenden Träger (Fig. 28), 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. 262 bogenförmig auf die unteren Trägerflansche hinabgeführt wird; die Eiseneinlagen werden entweder abgebogen, wie in Fig. 262 links, oder aber bei größeren beweglichen Verkehrslasten in doppelter Lage, wie in Fig. 262 rechts, ausgeführt.

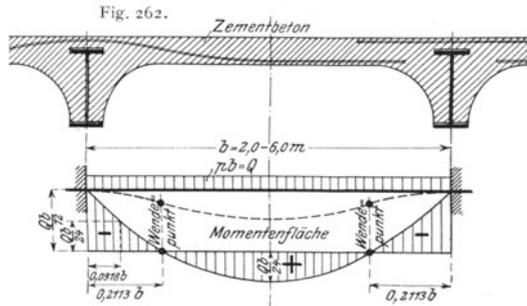


Fig. 262.

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. 27

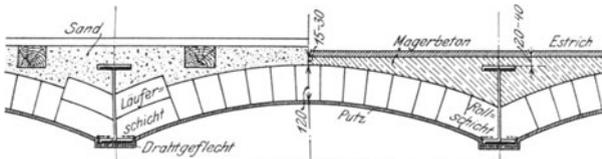


Fig. 263.

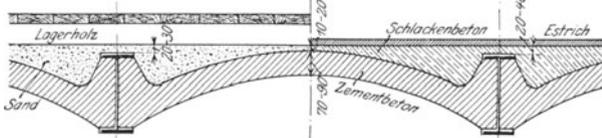


Fig. 264.

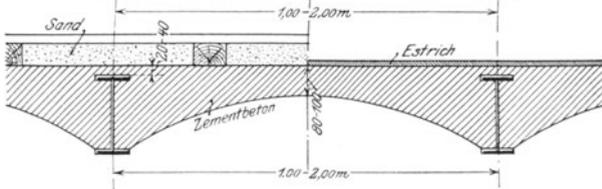


Fig. 265.

einspannen. Die bei Voraussetzung einer vollkommenen Einspannung bei gleichförmig verteilter Belastung auftretenden Biegemomente sind in Fig. 262^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_c der Eiseneinlagen auskommen, so muß die Stärke der Betonplatte an den Auflagern mindestens doppelt 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. 263) 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 Läufer-schicht 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. 264), 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. 265 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) Riffblech, 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.

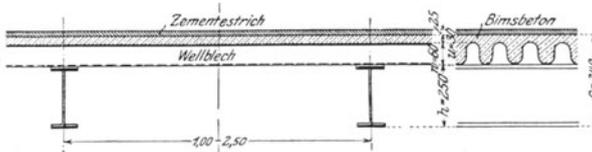


Fig. 266.

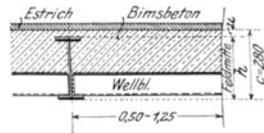


Fig. 267.

b) Wellblech, bei Decken nur noch selten verwendet.

α) Ebenes Wellblech. Die Lage auf den oberen Trägerflanschen nach Fig. 266 erfordert eine große Gesamtdicke c der Decke; diese läßt sich um die Wellblechhöhe w verringern, wenn die unteren Flanschen nach Fig. 267

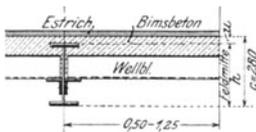


Fig. 268.

als Auflager benutzt werden, wodurch aber ein großes Gewicht der Auffüllung (Sand oder Magerbeton) bedingt wird; man lagert daher wohl das Wellblech nach Fig. 268 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. 269); um es am Kämpfer mit senier ganzen Fläche zur Auf-

lagerung zu bringen; wird ein durchlaufendes Winkelisen angeordnet, das sich unmittelbar gegen den Träger oder aber gegen einen zwischen Steg und Flansch eingebrachten Betonwickel 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.

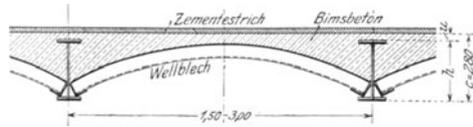


Fig. 269.

Siebentes Kapitel. Dachkonstruktionen.

Die einzelnen Teile einer Dachkonstruktion (Fig. 270) 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 Heraustreten der Knotenpunkte des gedrückten Obergurtes aus der Binderebene heraus zu verhindern, werden je zwei Binder durch den in der Obergurbene liegenden

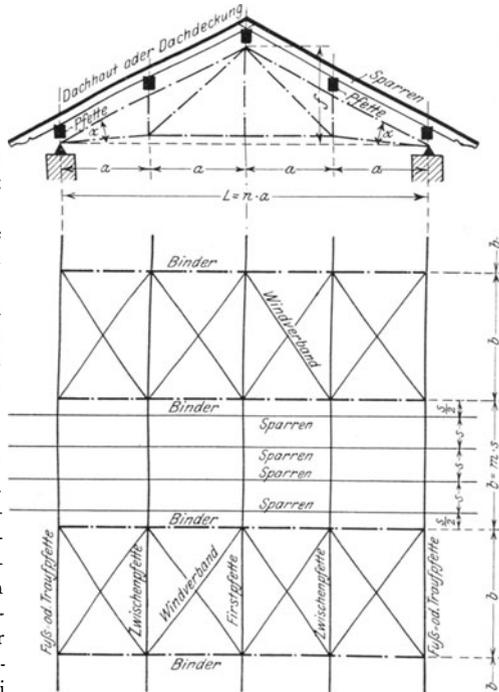


Fig. 270.

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 69. Die in Fig. 270 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. 34); 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- und Reinigungsarbeiten betretende Arbeiter angenommen wird. $W = \frac{24400}{1200} = 20,4$ cm³; gewählt ist Wellblech NP. $100 \cdot 50 \cdot 1\frac{1}{4}$ 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. 43) zwischen eiserne 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 70. 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. 22) 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. $\Sigma = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 20 = 400$ 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 $M = \pm \frac{400 \cdot 20,0}{94} = \pm 125$ mkg. Bei einseitiger Schneelast und

Winddruck wird $Q = 20,0 \cdot 1,0 \cdot 50 = 1000$ kg; $\Sigma = 20,0 \cdot 1,0 (70 + 20) = 1800$ kg;

$\S = \frac{1000 \cdot 20,0}{8 \cdot 3,6} + \frac{1800 \cdot 20,0}{16 \cdot 3,6} = 1320$ kg; $\mathfrak{M} = \pm \frac{1800 \cdot 20,0}{64} = \pm 560$ mkg. Da die

Längskraft an dieser Stelle genau genug gleich dem Horizontalschub \S eingeführt werden darf, so erleidet das gewählte Wellblechprofil $100 \cdot 100 \cdot 1\frac{1}{4}$ mm (dessen Stärke für die Ausführung mit Rücksicht auf die Rostgefahr zu 2 mm gewählt ist) mit $F = 32,1$ qcm und $W = 72,4$ cm³ für 1 m Breite die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{1320}{32,1} + \frac{56000}{72,4} = 410 + 770 = 1180 \text{ kg/qcm.}$$

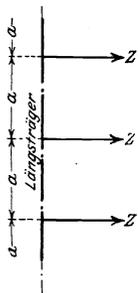


Fig. 271.

β) Die Anker erhalten, wenn H_{max} der größte Horizontalschub für 1 m Gewölbebreite und a die Ankerentfernung (Fig. 271) ist, die größte Zugkraft

$$48) \quad Z = aH_{max}.$$

Aufgabe 71. Für das in Aufg. 70 berechnete Wellblechdach beträgt die Ankerentfernung $a = 3,0$ m; es ist der erforderliche Ankerquerschnitt zu bestimmen; $k = 800$ kg/qcm.

Auflösung. Nach Aufg. 70 ist $H_{\max} = 1800$ kg, daher $Z = 3,0 \cdot 1800 = 5400$ kg. Gewählt ist ein Rundeseisen $1\frac{3}{8}$ " ϕ mit 6,8 qcm Kernfläche, daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{5400}{6,8} = 790$ kg/qcm.

Werden die Anker nach Fig. 272 oder 273 gegabelt ausgeführt, so ergeben sich die Zugkräfte für

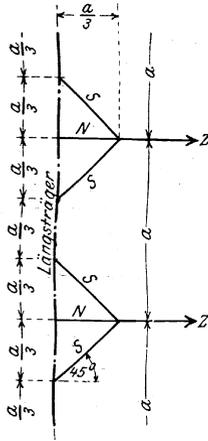


Fig. 272:

im Hauptanker $49^a) Z = a H_{\max};$
 „ Nebenanker $49^b) N = \frac{a}{3} H_{\max};$
 „ Schräganker $49^c) S = \frac{a}{3 \sin 45^0} H_{\max}$
 $= \frac{N}{\sin 45^0}.$

Fig. 273:

im Hauptanker $50^a) Z = a H_{\max};$
 „ Schräganker $50^b) S = \frac{a}{2 \sin 45^0} H_{\max}.$

Den Neigungswinkel der Schräganker zu 45^0 zu wählen, ist nicht erforderlich, aber empfehlenswert.

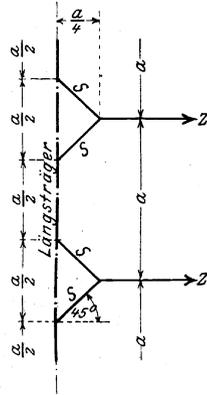


Fig. 273.

γ) Die Längsträger (Fig. 271 bis 273) liegen entweder wagerecht und sind dann ihrer ganzen Länge nach durch Mauern oder Träger unterstützt, oder aber schräg (Fig. 274) 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. 271	Fig. 272	Fig. 273
durch das Moment und		51) $M = \frac{4}{5} Z \frac{a}{8}$	52 ^a) $M = \frac{4}{5} \frac{Za}{72}$	53 ^a) $M = \frac{4}{5} \frac{Za}{32}$
durch die Längskraft			52 ^b) $L = \frac{Z}{3}$	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. 274) werden durch den Horizontalschub H und den lotrechten Stützdruck N beansprucht. Zerlegt man diese Kräfte nach den Hauptachsen xx und yy des Längsträgers, so ergeben sich die Momente

in der Ebene xx zu $M_x = \frac{4}{5} (H \sin \alpha - N \cos \alpha) \frac{a}{8},$

in der Ebene yy zu $M_y = \frac{4}{5} (H \cos \alpha + N \sin \alpha) \frac{a}{8},$

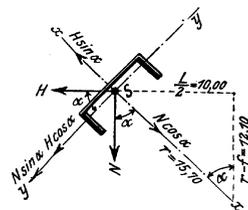


Fig. 274.

wobei auch hier der Beiwert $\frac{1}{5}$ 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 72. Die schrägliegenden, über 3 Felder ununterbrochen durchlaufenden Längsträger des in Aufg. 70 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. 70 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 $\mathfrak{R}_1 = 3(500 + \frac{3}{8} \cdot 1800) = 3525 \text{ kg}$ $\mathfrak{R}_2 = 3(500 + \frac{1}{8} \cdot 1800) = 2175 \text{ kg}$ und $\mathfrak{S} = 3 \cdot 1320 = 3960 \text{ kg}$. 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	
$H \sin \alpha - N \cos \alpha =$	$5400 \cdot 0,64 - 4050 \cdot 0,77 = 340$	$5400 \cdot 0,64 - 3750 \cdot 0,77 = 570$	$3960 \cdot 0,64 - 3525 \cdot 0,77 = -180$	$3960 \cdot 0,64 - 2175 \cdot 0,77 = 860$	kg
$H \cos \alpha + N \sin \alpha =$	$5400 \cdot 0,77 + 4050 \cdot 0,64 = 6750$	$5400 \cdot 0,77 + 3750 \cdot 0,64 = 6560$	$3960 \cdot 0,77 + 3525 \cdot 0,64 = 5310$	$3960 \cdot 0,77 + 2175 \cdot 0,64 = 4440$	
$M_x =$	$\frac{4}{5} \cdot 340 \cdot \frac{300}{8} = 10200$	$\frac{4}{5} \cdot 570 \cdot \frac{300}{8} = 17100$	$\frac{4}{5} \cdot 180 \cdot \frac{300}{8} = 5400$	$\frac{4}{5} \cdot 860 \cdot \frac{300}{8} = 25800$	cmkg
$M_y =$	$\frac{4}{5} \cdot 6750 \cdot \frac{300}{8} = 202500$	$\frac{4}{5} \cdot 6560 \cdot \frac{300}{8} = 196800$	$\frac{4}{5} \cdot 5310 \cdot \frac{300}{8} = 159000$	$\frac{4}{5} \cdot 4440 \cdot \frac{300}{8} = 133200$	
$\sigma_x = M_x : W_y =$	210	360	110	540	kg/qcm
$\sigma_y = M_y : W_x =$	550	530	430	360	kg/qcm
$\sigma_{\max} =$	760	890	540	900	kg/qcm

2. Glasdeckung.

Die Glastafeln werden in der Regel an ihren Langseiten aufgelagert; sie bilden Träger auf 2 Stützen, deren zulässige Beanspruchung für $\frac{\text{geblasenes}}{\text{gegossenes}}$ Rohglas zu $\frac{125}{85} \text{ kg/qcm}$, 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. 34^b, die sich von Pfette zu Pfette freitragen.

Bei einem Dachneigungswinkel $\alpha \leq 25^\circ$ (Fig. 270) genügt es, ständige Last, Schnee und Winddruck als lotrechte, gleichmäßig über den Grundriß verteilte Gesamlast einzuführen, also die wagerechte Seitenkraft des Winddrucks zu vernachlässigen.

Ist $\alpha > 25^\circ$, so ist der Winddruck W (Fig. 275) rechtwinklig zum Sparren wirkend einzuführen, und die aus ständiger Last und Schnee zusammengesetzte lotrechte Belastung G_s rechtwinklig 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.

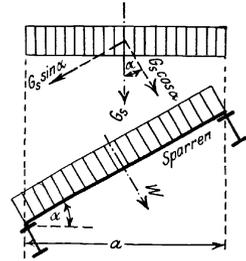


Fig. 275.

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.

a) Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche (Fig. 276). Die gesamte lotrechte, gleichförmig verteilte 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 rechtwinklig zur Dachfläche wirkenden Winddruck W erzeugte Biegemoment M_y kommt das Widerstandsmoment W_x in bezug auf die x -Achse, für das durch $G \sin \alpha$ erzeugte Moment M_x aber das kleinere Widerstandsmoment W_y in bezug auf die y -Achse in Betracht.

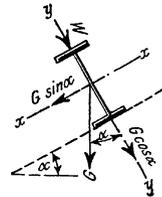


Fig. 276.

α) Bildet die Dachhaut eine ununterbrochene durchlaufende, mit den Pfetten fest verbundene Platte aus Eisenbeton, so nimmt diese die Seitenkräfte $G \sin \alpha$ sämtlicher Pfetten einer Dachhälfte auf und

überträgt sie als vollwandiger Balken von der Spannweite b und der Höhe $\frac{L}{2 \sin \alpha}$ (Fig. 270) unmittelbar auf die Binder; die in der Eisenbetonplatte rechtwinklig zu den Haupttrageisen liegenden Druckverteilungseisen genügen bei der meist vorhandenen flachen Dachneigung zur Aufnahme des in der Dachfläche wirkenden Moments $\sum M_x = \frac{4}{5} \cdot \frac{n}{2} G \sin \alpha \frac{b}{8}$, wobei der Faktor $\frac{4}{5}$ aber nur zulässig ist, wenn sich die Eisenbetonplatte über mehr als 2 Binderfelder erstreckt.

β) Bildet die Dachfläche eine ununterbrochene, aber nicht durchlaufende, sondern auf den Pfetten gestoßene Platte aus Stegzementdielen (Fig. 277), so übertragen diese die Seitenkräfte $G \sin \alpha$ sämtlicher Pfetten einer Dachseite auf die Traufpfetten, die daher parallel zur Dachfläche entsprechend biegefest ausgebildet werden müssen; ihre Berechnung erfolgt ganz ähnlich wie in Aufg. 73; auch hier ist die Dachneigung und damit das Zusatzmoment meist nur klein.

γ) Ist die Dachhaut auf Sparren gelagert (Fig. 278), so wird jede Pfette parallel zur Dachfläche nur durch ihr eigenes Gewicht G_p auf Biegung beansprucht, und zwar bei der Sparrenentfernung s durch das Moment $M_p = \frac{4}{5} \frac{G_p \sin \alpha s}{m}$, das aber bei der geringen Größe von G_p in der Regel vernachlässigt werden kann. Die Sparren übertragen die gesamten parallel der Dachfläche wirkenden Seitenkräfte $G \sin \alpha$ auf die Firstpfette.

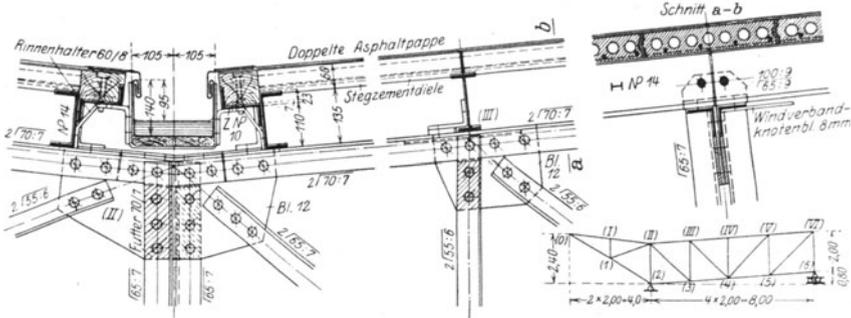


Fig. 277.

Ist die Firstpfette einteilig (Fig. 279), so erhält sie von den $\frac{n-1}{2}$ Seitenkräften $G \sin \alpha$ jeder Dachseite die gesamte lotrechte Zusatzkraft $(n-1)G \sin^2 \alpha$; die beiden

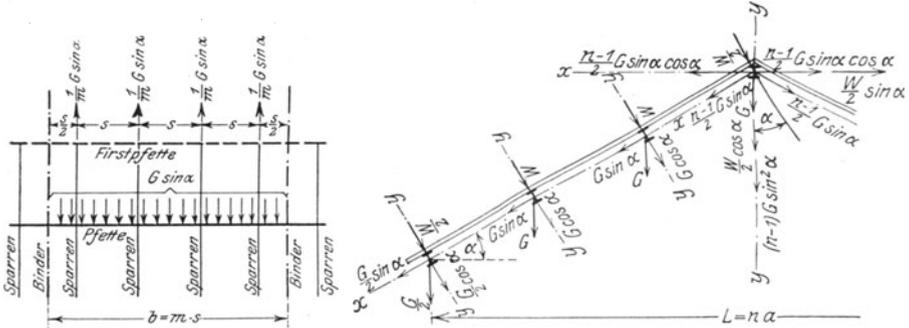


Fig. 278.

Fig. 279.

wagerechten Seitenkräfte $\frac{n-1}{2} G \sin \alpha \cos \alpha$ heben sich bei voller Schneebelastung, auf deren Betrachtung man sich beschränken darf, auf. Die Firstpfette ist daher in der lotrechten x -Achse durch die Kraft $G [1 + (n-1) \sin^2 \alpha] + \frac{1}{2} W \cos \alpha$, in der wagerechten y -Achse durch die Last $\frac{1}{2} W \sin \alpha$ gleichförmig belastet.

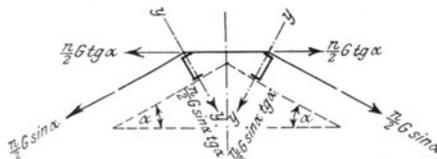


Fig. 280.

Sind die Zwischenpfeetten durch das Moment M_y nicht bis zur zulässigen Grenze k beansprucht, so können sie (ebenso wie die Traufpfette) einen Teil der Seitenkräfte $G \sin \alpha$ aufnehmen, der dann für die Firstpfette in Abzug kommt, vgl. Aufg. 73.

Ist die Firstpfette zweiteilig (Fig. 280), so erhält jeder ihrer Teile die gesamte rechtwinklig zur Dachfläche

wirkende Zusatzlast $\frac{n}{2} G \sin \alpha \operatorname{tg} \alpha$; die beiden wagerechten Seitenkräfte $\frac{n}{2} G \operatorname{tg} \alpha$ heben sich bei voller Schneebelastung auf, erfordern aber die Verbindung der beiden Pfetten-teile miteinander.

Aufgabe 73. Bei dem in Fig. 281 dargestellten, mit Falzziegeln auf eisernen Latten und Sparren eingedeckten Dach von $b=5,0$ m Binderentfernung sind die Pfetten aus I-NP. 20 mit $W_x=214$ cm³ und $W_y=26$ cm³ gebildet; ihre Belastung beträgt

- von der ständigen Last 115 kg/qm Grundriß,
- von der Schneelast 60 kg/qm Grundriß,
- von der Windlast $150 \cdot \sin^2 \alpha = 50$ kg/qm schräger Dachfläche.

Es ist die Beanspruchung der Pfetten bei voller Schneelast auf beiden Dachseiten zu ermitteln. $k=1200$ kg/qcm.

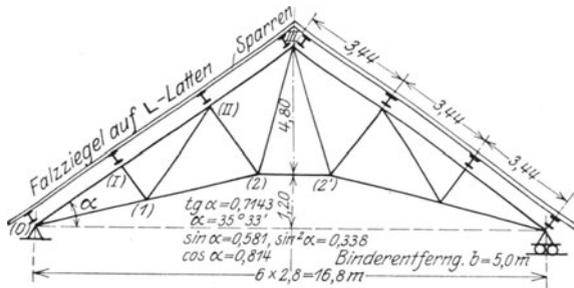


Fig. 281.

Auflösung. 1. Die Zwischenpfette. Mit $b=5,0$ m, $a=2,8$ m wird infolge
 der ständigen Last $G_0 = 5,0 \cdot 2,8 \cdot 115 = 1610$ kg
 der Schneelast $G_s = 5,0 \cdot 2,8 \cdot 60 = 840$ kg } insgesamt $G = 2450$ kg;
 der Windlast $W = 5,0 \cdot 3,44 \cdot 50 = 860$ kg.

Mit $G \cos \alpha = 2450 \cdot 0,814 = 2000$ kg,
 $G \sin \alpha = 2450 \cdot 0,581 = 1420$ kg wird $M_g = 2000 \cdot \frac{500}{8} = 125000$ cmkg,
 ferner $M_w = 860 \cdot \frac{500}{8} = 54000$ cmkg, insgesamt
 $M_y = 179000$ cmkg.

Ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k=1200$ kg/qcm kann das I-NP. 20 eine parallel zur Dachfläche wirkende Last X aufnehmen, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{179000}{214}$

$+ \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $X=150$ kg berechnet.

2. Die Traufpfette erhält nur die Hälfte der Lasten ($a=1,4$ m) und damit auch nur die Hälfte der Biegemomente der Zwischenpfette, kann daher eine parallel zur Dachfläche wirkende Last Y aufnehmen, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{89500}{214} + \frac{Y \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $Y=320$ kg berechnet.

3. Die Firstpfette. Jeder Teil erhält wie die Traufpfette zunächst das Moment $M_y' = 89500$ cmkg. Parallel zur Dachfläche wirkt auf jeder Dachseite die Kraft $\frac{1}{2} G \sin \alpha - 2X - Y = 3 \cdot 1420 - 2 \cdot 150 - 320 = 3640$ kg, die in der y -Achse die Seitenkraft $3640 \cdot \operatorname{tg} \alpha = 2600$ kg, folglich das Zusatzmoment $M_y'' = 2600 \cdot \frac{500}{8} = 163000$ cmkg erzeugt; die Beanspruchung berechnet sich daher zu $\sigma = \frac{89500 + 163000}{214} = 1180$ kg/qcm.

Ist wie bei der in Fig. 282 dargestellten, ebenfalls mit Falzziegeln auf eisernen Latten und Sparren eingedeckten Dachkonstruktion eine Verbindung der gegenüberliegenden Pfetten in den Knotenpunkten (III) und (III'), also ein Ausgleich der wagerechten Seitenkräfte $\Sigma G \operatorname{tg} \alpha$ (Fig. 280) unmöglich, so muß eine der Pfetten, meist die Traufpfette (I), oder die oberste Pfette (III), die ganze Kraft $\Sigma G \sin \alpha$ der zugehörigen Dachseite (abzüglich des etwa von den übrigen Pfetten übertragenen Anteils, vgl. Aufg. 73) durch ihren Biegezugwiderstand auf die Binder übertragen; sie erhält dann einen in 2 Ebenen biegezugfest ausgebildeten Querschnitt nach Fig. 283 oder 284. Man erzielt aber

in einem solchen Falle meist eine erhebliche Eisenersparnis, wenn man die zur Aufnahme der Kraft $\Sigma G \sin \alpha$ bestimmte Pfette in ihrer Mitte (bzw. bei sehr großer Binderentfernung b auch in mehreren Zwischenpunkten) nach Fig. 282* durch einen in der schrägen Dachfläche liegenden Fachwerkträger, dessen Diagonalen gleichzeitig Glieder des Windverbandes bilden können, an den Knotenpunkten der benachbarten Binder aufhängt.

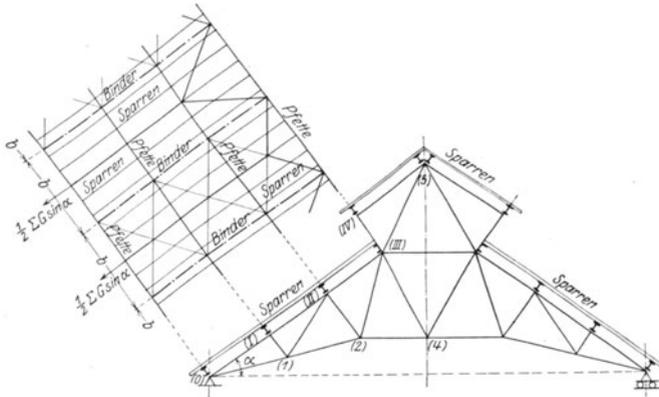


Fig. 282.

Ist die Pfette aus einem Z-Eisen gebildet (Fig. 285), dessen Hauptachse yy mit der Mittellinie des Stegs den Winkel φ einschließt (vgl. Anhang Zahlentafel XI), so zerlegt man die lotrechte 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

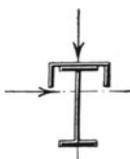


Fig. 283.

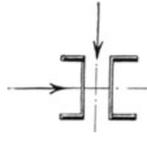


Fig. 284.

$\frac{J_x}{w}$ 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. 285 so anzuordnen, daß sein oberer Flansch zum First zeigt. In der umgekehrten Lage wäre φ 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.

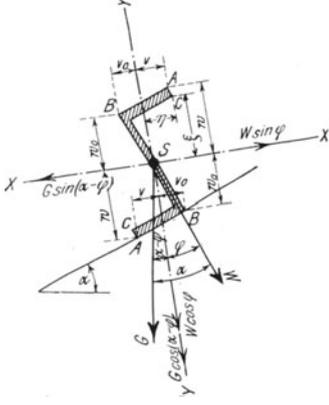


Fig. 285.

Aufgabe 74. Die Zwischenpfetten der in Aufg. 73 (Fig. 281) behandelten Dachkonstruktion sind aus Z NP. 20 gebildet; es ist die Beanspruchung zu ermitteln.

Auflösung. Mit $\varphi = 17^{\circ}23'$, $\sin \varphi = 0,300$, $\cos \varphi = 0,954$, daher $\alpha - \varphi = 35^{\circ}33' - 17^{\circ}23' = \sim 18^{\circ}$, $\sin(\alpha - \varphi) = 0,309$, $\cos(\alpha - \varphi) = 0,951$ wird nach den Zahlenwerten der Aufg. 73:

$$G \cos(\alpha - \varphi) + W \cos \varphi = 2450 \cdot 0,951 + 860 \cdot 0,954 = 2330 + 820 = 3150 \text{ kg,}$$

$$G \sin(\alpha - \varphi) - W \sin \varphi = 2450 \cdot 0,309 - 860 \cdot 0,300 = 760 - 260 = 500 \text{ kg;}$$

daher

$$M_y = 3150 \cdot \frac{500}{8} = 197000 \text{ cmkg;}$$

damit ergibt sich (vgl. Zahlentafel IX), wenn wieder X die in der x -Achse wirkende Kraft bedeutet, die das Z NP. 20 ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k = 1200 \text{ kg/qcm}$ aufnehmen kann, für den Punkt

$$A: 1200 = \frac{197000}{213} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 35,3} \text{ und daraus } X = 150 \text{ kg,}$$

$$B: 1200 = \frac{197000}{267} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 42,6} \text{ " " } X = 310 \text{ kg,}$$

$$C: 1200 = \frac{197000}{228} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 33,4} \text{ " " } X = 180 \text{ kg.}$$

b) Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht (Fig. 286). Zerlegt man den rechtwinklig 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 M_y das größere Widerstandsmoment W_x , für das durch $W \sin \alpha$ erzeugte M_x das kleinere W_y in Betracht; da $W \sin \alpha$ in der Regel $< G \sin \alpha$ (Fig. 276) ist, so ist die lotrechte Lage der Pfette theoretisch die günstigere.

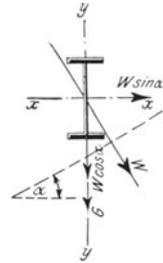


Fig. 286.

Für die in Aufg. 73 behandelte Zwischenpfette wird

$$W \cos \alpha = 860 \cdot 0,814 = 700 \text{ kg,}$$

$$W \sin \alpha = 860 \cdot 0,581 = 510 \text{ kg,}$$

daher

$$M_y = (2450 + 700) \frac{500}{18} = 197000 \text{ cmkg,}$$

so daß das H NP. 20 ohne Überschreitung der zulässigen Beanspruchung $k = 1200 \text{ kg/qcm}$ eine in der x -Achse wirkende Kraft X aufnehmen kann, die sich aus der Gleichung $1200 = \frac{197000}{214} + \frac{X \cdot 500}{8 \cdot 26}$ zu $X = 110 \text{ kg} = 0,215 W \sin \alpha$ berechnet, während

sich bei der Pfettenlage nach Fig. 281 nur $X = 150 \text{ kg} = 0,105 G \sin \alpha$ ergab.

Ist die Pfette durch die ununterbrochen durchlaufende Dachhaut oder durch die Sparren gegen Ausbiegen parallel zur Dachfläche geschützt, so zerlegt man W nach Fig. 287 in $\frac{W}{\cos \alpha}$ lotrecht und $W \tan \alpha$ parallel zur Dachfläche; letztere Seitenkraft wird entweder auf die Traufpfette oder aber meist nach Fig. 279 bzw. 280 auf die Firstpfette übertragen.

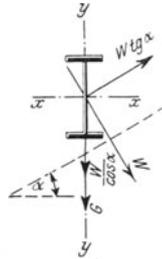


Fig. 287.

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.

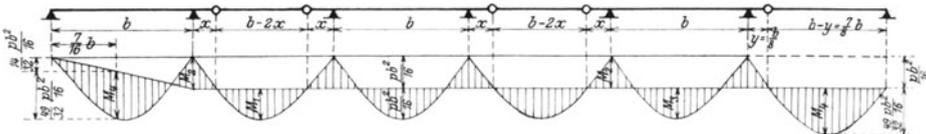


Fig. 288.

Ist die Pfette dagegen nach Fig. 29 mit Gelenken versehen, so wählt man meist die in Fig. 288 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 eingehängten Feld, M_2 über der Stütze und M_3 in Mitte Kragträger gleich groß, nämlich

$$55) M_1 = -M_2 = M_3 = \frac{pb^2}{16}$$

werden; die größten Momente in den Endfeldern treten dabei im Abstand $\frac{7}{16}b$ von der Endstütze auf und berechnen sich zu

$$56) M_1 = \frac{49}{32} \frac{pb^2}{16}$$

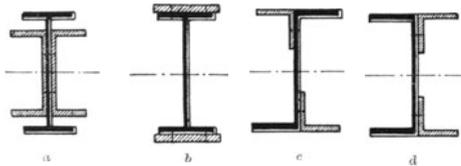


Fig. 289.

Eine ungleiche Höhe der Pfetten in den Mittel- und Endfeldern ist meist undurchführbar, auch wenig empfehlenswert. Die in den Endfeldern erforderliche Verstärkung der Pfetten erfolgt zweckmäßig nach Fig. 289.

Bei Binderentfernungen $b > 8$ 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. 344), angehängte Rohr, Wellen- oder Lichtleitungen (Fig. 347).

b) Schneelast, die als eine über den Grundriß gleichförmig verteilte Belastung einzuführen ist; bei einem Dachneigungswinkel $\alpha \leq 20^\circ$ beträgt ihre Größe 75 kg/qm und nimmt für je 1° Mehrneigung um je 1 kg/qm ab; für $\alpha > 45^\circ$ ist eine Schneelast nicht weiter in Betracht zu ziehen, da an steilen Dachflächen nur geringfügige Schneemassen haften bleiben; ist aber bei der Durchdringung benachbarter Dachflächen die Möglichkeit der Bildung von Schneesäcken gegeben, so ist deren Gewicht zu berücksichtigen.

c) Winddruck, der bei Dächern in ^{weniger} ~~mehr~~ als 25 m Höhe mit $w = \frac{125}{150} \text{ kg/qm}$ rechtwinklig getroffener Flächen einzuführen ist. Ist b die Binderentfernung, f die Binderhöhe (Fig. 290), so berechnet sich

der auf die schräge Dachfläche rechtwinklig zu ihr wirkende Winddruck zu

$$W = wb \frac{L}{2 \cos \alpha} \sin^2 \alpha \text{ oder}$$

$$57) W = wbf \sin \alpha.$$

Ist der Binder nach Fig. 290 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 Q und R) wirkend anzunehmen und für beide Kraftangriffe die Stabkräfte zu bestimmen.

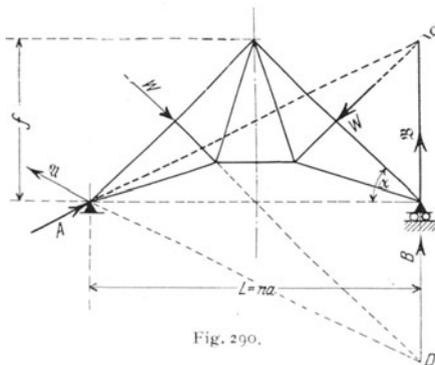


Fig. 290.

Ist dagegen der Binder beiderseits festaufgelagert (z. B. auf eisernen Säulen, Fig. 291), so darf man hinreichend genau annehmen, daß die wagerechte Seitenkraft $W \sin \alpha$ von beiden Auflagern zu gleichen Teilen aufgenommen wird; die lotrechten Stützdrücke berechnen sich zu

$$N_1 = \frac{3}{4} W \cos \alpha - \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

$$N_2 = \frac{1}{4} W \cos \alpha + \frac{f}{2L} W \sin \alpha,$$

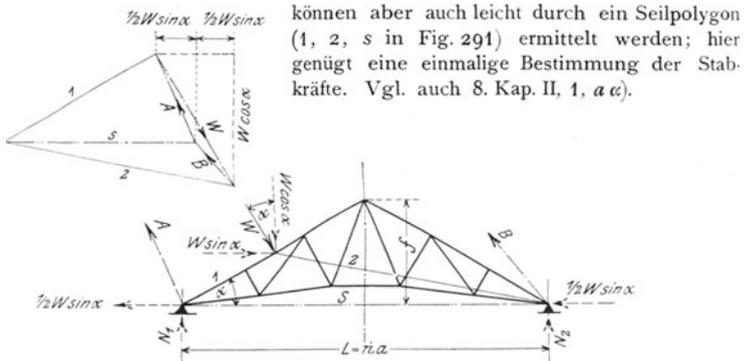


Fig. 291.

d) Bewegliche Lasten, z. B. die Nutzlast eines am Binder angehängten Flasenzugs oder einer auf dem Untergurt verschieblichen Laufkatze oder einer am Binder angehängten Decke.

2. Ist ϕ die gleichförmig verteilte lotrechte Belastung für 1 qm Grundriß, so ergeben sich die lotrechten Knotenlasten zu $P = \phi ab$ für die freien und zu $P' = \frac{1}{2} \phi ab$ für die Auflagerknotenpunkte (Fig. 270). Der Winddruck $W = wbf \sin \alpha$ erzeugt die rechtwinklig zur Dachfläche wirkenden Knotenlasten

$$P_w = \frac{2W}{n}$$

in den Knotenpunkten zwischen First und Traufe bzw. $P'_w = \frac{W}{n}$ im First- und Traufpunkt.

Sind die Binder im Grundriß nicht parallel zueinander (Fig. 292), 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. 292). 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.

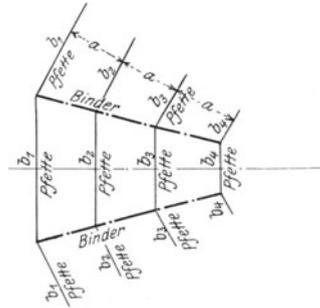


Fig. 292.

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. Kap.

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 außenher 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. 337) ersetzt, wo Hitze und Flammen unmittelbar das Dach angreifen können (Gießereien, Stahlwerke).

1. Wellblechdeckung.

Der Hauptvorteil des Wellblechs als Dacheindeckungsmittel ist seine im Verhältnis zum Eigengewicht große Tragfähigkeit, die die Wahl großer Fachweiten (a Fig. 270) ermöglicht und ein geringes Eisengewicht der Unterkonstruktion (Pfetten und Binder) bedingt, zumal wegen der guten Wasserabführung 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 Nothelfer 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. 293) beiderseits um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite. Bei Pfettendächern kommt flaches oder Trägerwellblech, bei bombierten Dächern stets Trägerwellblech zur Verwendung.

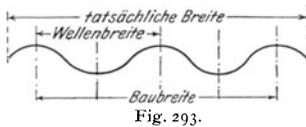


Fig. 293.

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 Wellenbergen sitzen, da etwa in den Wellentälern befindliche Nietköpfe den Abfluß des Regenwassers verzögern und dadurch zur Rostbildung Anlaß geben.

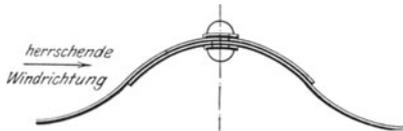


Fig. 294.

a) **Senkrechte Fugen.** Die Tafeln überdecken sich gegenseitig um etwa $\frac{1}{4}$ der Wellenbreite (Fig. 294) und werden in Abständen von 400 bis 600 mm durch Niete von 6 bis 8 mm ϕ zusammengeheftet, wobei unter den Nietköpfen zur Vergrößerung per Gesamtbledicke kleine Rundplättchen aus Zink- oder verzinktem Eisenblech an-

geordnet werden. Die Überdeckungsfuge wird tunlichst windab, d. h. mit der herrschenden Windrichtung gelegt, um ein Hineintreiben des Regenwassers zu verhindern.

Die Abschlußfuge am Giebel wird bei offenen Hallen durch ein über die Pfetten gelegtes Winkeleisen (Fig. 295) gebildet, an das das Wellblech unmittelbar oder unter Einschaltung eines besonderen Endstücks angeschlossen ist, bei durch Giebelmauern geschlossenen Gebäuden aber durch einen Deckblechstreifen (Fig. 296), der mit Haken an der Mauer befestigt wird; um schräge Fugen im Mauerwerk zu vermeiden, wird dieser Deckstreifen aus einzelnen trapezförmigen Blechen (Fig. 296^a) zusammengesetzt.

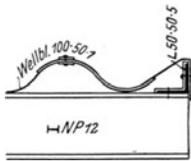


Fig. 295.

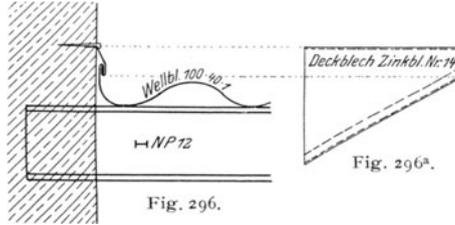


Fig. 296.

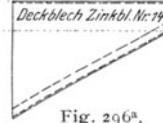


Fig. 296^a.

b) **Wagerechte Fugen.** Die Wellblechtafeln überdecken sich

bei einer Dachneigung $\text{tg } \alpha =$	$\frac{1}{2}$	$\frac{1}{2,5}$	$\frac{1}{3}$	$\frac{1}{3,5}$	$\frac{1}{4}$
um etwa	$u = 12$	14	16	18	20 cm.

Der Stoß wird am besten über einer Pfette angeordnet (Fig. 297). 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 bis dritten Wellenberg durch 2 bis 3 Niete von 6 bis 8 mm ϕ befestigt sind und unter den Pfettenflansch greifen

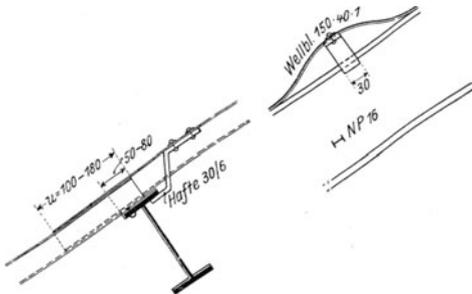


Fig. 297.

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 stets erforderlich, da die Niete (Fig. 298) hier den Längsdruck N des Gewölbes zu übertragen haben.

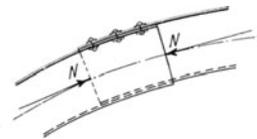


Fig. 298.

Liegt die Pfettenachse lotrecht (Fig. 299), 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.

In der Firstfuge erfolgt die Abdichtung durch einen gebogenen Wellblechstreifen von

demselben Profil (Fig. 300), der in den Wellbergen mit den Tafeln durch 2 bis 3 Niete von 6 bis 8 mm ϕ verbunden ist.

Die Trauffuge erfordert noch für die bombierten Dächer eine besondere Besprechung. In der Regel

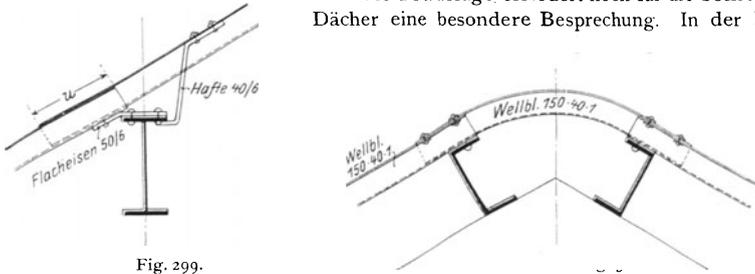


Fig. 299.

werden die Längsträger schräg angeordnet (Fig. 301) und an den Angriffspunkten der Anker durch guß- oder flußeiserne Auflagerböcke unterstützt. Der Horizontalschub des Gewölbes wird durch η -förmige Blechschuhe b von 1 bis 3 mm Stärke auf den Längsträger übertragen; sie sind je nach der Größe des Schubs in jedem ersten bis dritten Wellenberg angeordnet, dort vernietet und am unteren Ende durch eine Schraube von 6 bis 8 mm ϕ mit übergeschobenem

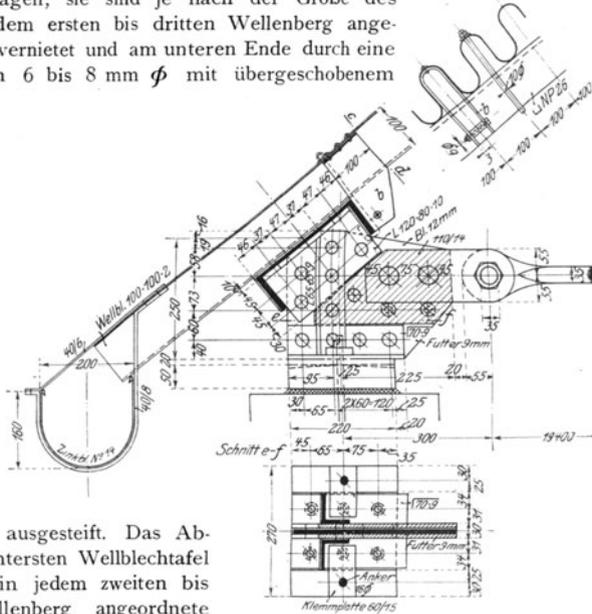


Fig. 301.

Gasrohrstück ausgesteift. Das Abheben der untersten Wellblechtafel wird durch in jedem zweiten bis vierten Wellenberg angeordnete Schrauben von 6 bis 10 mm ϕ verhindert, die unten abgebogen sind und den Flansch des Längsträgers umfassen. Die Anker greifen an den Auflagerböcken an und werden zur Vermeidung einer zu großen Durchbiegung in Abständen von 2,5 bis 4,0 m durch Rundeisen von 8 bis 13 m ϕ oder Flacheisen $40/8$ bis $60/10$ am Wellblechgewölbe aufgehängt; in der Mitte werden sie zur richtigen Ablängung mit Spannschlössern versehen; vgl. über die konstruktive Ausbildung IV, 2 b.

Statt der Rundeisen werden, insbesondere bei nach Fig. 272 oder 273 gegabelten Ankern, auch L- oder \perp -Eisen verwendet.

2. Glasdeckung.

Die zur Verwendung kommenden Glassorten sind:

Geblasenes Rohglas, 3 bis 5 mm stark, hergestellt durch Blasen eines Hohlzylinders, der nachher der Länge nach durchgeschnitten und abgewickelt wird.

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 Tafel-seite ein Drahtnetz von 1 mm Stärke eingelegt ist; große Tragfähigkeit, daher größere Sprossentfernungen und damit Ersparnis an Eisen; Feuersicherheit, 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.

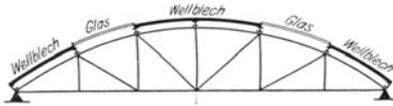


Fig. 302.

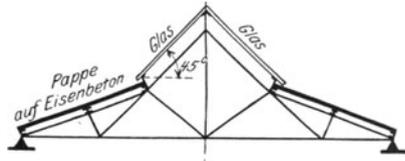


Fig. 303.

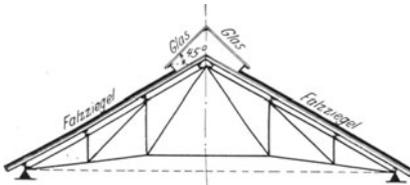


Fig. 304.

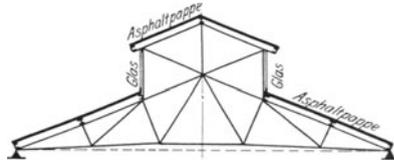


Fig. 305.

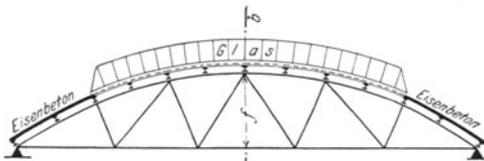
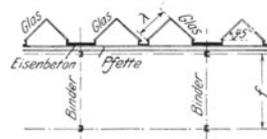


Fig. 306.

Fig. 306^a. Schnitt a—b.

Die Glasflächen liegen entweder in der Dachfläche (Fig. 302), oft unter Vergrößerung des Dachneigungswinkels (Fig. 303, $64^{\text{n. o. p. v.}}$), oder aber in Form einer Laterne erhöht (unter 45° , Fig. 304, oder weniger gut unter 90° , Fig. 305) oder endlich in eine Anzahl kleiner Satteldächer so aufgelöst, daß deren Längsachse rechtwinklig zur Längsachse des Hauptdachs liegt (Fig. 306); man wählt dabei den Neigungswinkel der Glasflächen zu 45° und ihre Länge λ (Fig. 306^a) so, daß sie mit der im Handel gebräuchlichen Länge einer Glastafel (1,0 bis 2,5 m) überdeckt werden kann; diesen Vorteilen steht als Nachteil die verwickeltere und daher teurere Eisenkonstruktion gegenüber.

In der Oberlichtfläche bilden sich genau wie beim Wellblechdach wagerechte und senkrechte Fugen. Alle Fugen müssen gegen das Eindringen und Eintreiben

von Regen und Schnee dicht sein; daher soll vor allem die Neigung der Glasflächen nicht zu klein sein, am besten $\operatorname{tg} \alpha = 1$ ($\alpha = 45^\circ$), jedenfalls nicht kleiner als $\operatorname{tg} \alpha = \frac{1}{3,5}$ ($\alpha = 16^\circ$).

a) Wagerechte Fugen. Die Glas tafeln 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. 307 auf die ganze Überdeckungslänge oder nach Fig. 398 nur auf einen

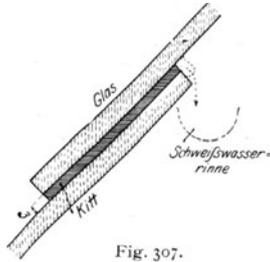


Fig. 307.

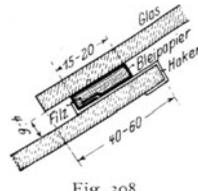


Fig. 308.

10 bis 15 mm breiten Kantestreifen eingebracht wird, oder aber, weil der Kitt, wenn er nicht sorgfältig in Anstrich gehalten wird, schnell verwittert, besser durch einen $\frac{1}{4}$ mm starkes Bleipapier eingeschlagenen Filzstreifen (Fig. 308), der durch Haken aus Zink, Kupfer oder verzinktem Eisenblech an der unteren Glas tafelfläche 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, daß im Innern abtropft, sobald es auf die wagerechte Glaskante trifft (Fig. 307). 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 I- oder L-förmiges Profilleisen (Fig. 309), das in Tafelmitte schwach abgeknickt und dort zur Ableitung des

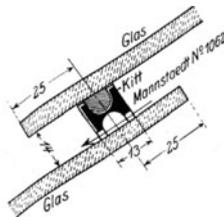


Fig. 309.

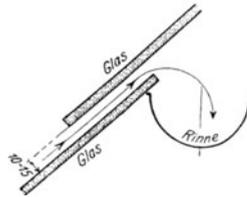


Fig. 310.

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. 310), die in die senkrechten Fugen entwässert.

In beiden Fällen erfolgt die Sicherung der Glas tafeln gegen Abgleiten und Abheben in den lot-

rechten 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 Glas tafeln werden von den Sparren getragen, die hier Sprossen heißen und deren Entfernung etwas größer als die (durch 3 teilbar zu wählende) Glas tafelfläche 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 Glas tafeln 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. 311) 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 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. 312) oder aber durch Vornieten von kurzen Winkelisenstücken (Fig. 313, 321 und 322) verhindert.

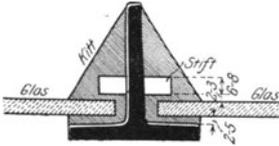


Fig. 311.

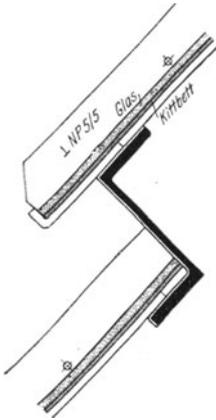


Fig. 312.

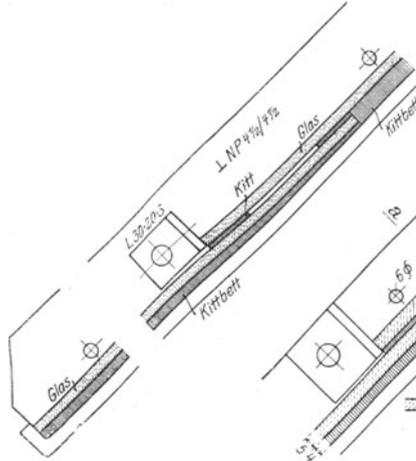


Fig. 313.

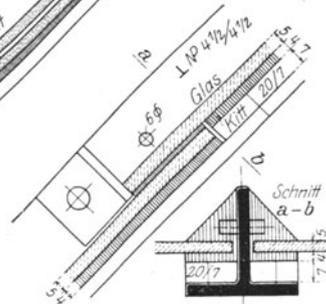


Fig. 314.

Wie aus Fig. 313 ersichtlich, muß daß 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; man vermeidet beide Übelstände durch die Anordnung nach Fig. 314, bei der das Kittbett der oberen Glastafel nicht unmittelbar auf dem Flansch

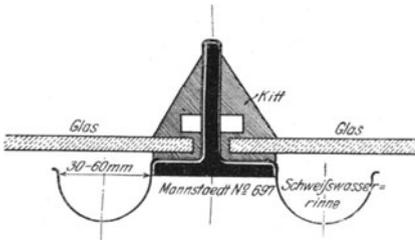


Fig. 315.

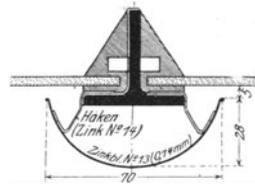
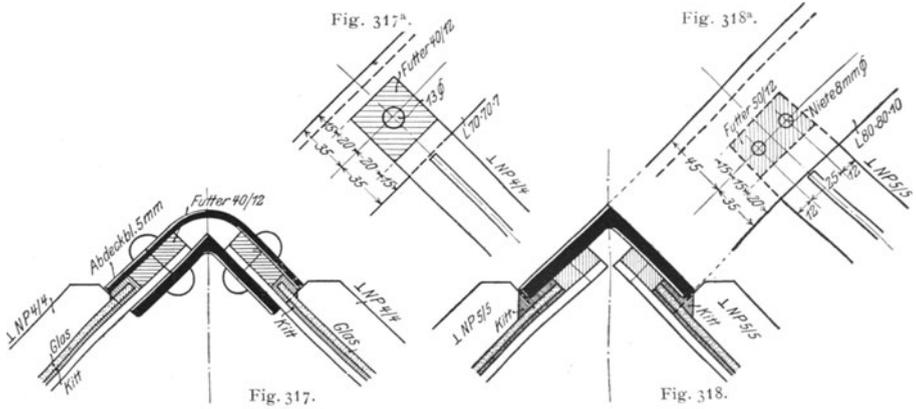


Fig. 316. Schnitt a—b der Fig. 328.

der Sprosse, sondern auf einem beiderseits auf den Flansch aufgenieteten Flacheisen (a) ruht, dessen Stärke der Dicke der Überdeckungsfuge entsprechend gewählt wird. Auch die treppenförmige Anordnung des Oberlichts nach Fig. 312 ist 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. 315), die entweder unmittelbar nach außen oder aber in die wagerechte Längsrinne (Fig. 307 und 310) 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. 316 unter die Sprosse zu hängen und in 0,8 bis 1,5 m Entfernung durch Haken aus Zink, Kupfer- oder verzinktem Eisenblech zu befestigen (vgl. auch Fig. 328 rechts).



Die Firstfuge wird entweder durch Kitt oder besser durch ein Abdeckblech gedichtet. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 317; das 5 mm starke Dichtungsblech ist unter Einschaltung von Futterstücken mit den Flanschen der \perp -Sprossen und mit der aus einem Winkelisen gebildeten Firstpfette vernietet; in den durch die Futterstücke gebildeten Hohlraum werden die Glastafeln eingeschoben und durch Kitt gedichtet. Eine

Abänderung dieser Anordnung zeigt Fig. 318, bei der das Winkelisen der Firstpfette unmittelbar als Abdeckungsblech verwendet wird. Die nach demselben Grundsatz ausgeführte Dichtung des Firstpunkts eines Sheddachs zeigt Fig. 319; das hier zur Bildung des Hohlraums aufgenietete \perp NP. $\frac{6}{9}$, hat gleichzeitig die Aufgabe, den Widerstand der Firstpfette gegen Biegung parallel der flachen Dachfläche zu vergrößern. Die Dichtung der Firstfuge mit Kitt ist in Fig. 320 für den Knickpunkt der Mansardendachfläche Fig. 61P dargestellt.

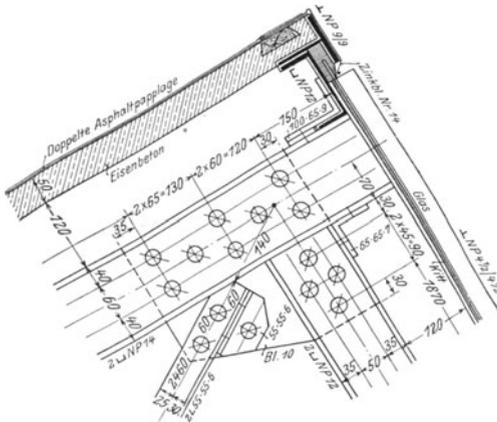


Fig. 319.

Die Trauffuge entwässert entweder unmittelbar (Fig. 321) oder durch eine besondere Rinne (Fig. 322) auf die anschließende Dachfläche. Die Abdichtung und Rinnenausbildung zwischen satteldachförmigen Oberlichtern nach Fig. 306^a ist in Fig. 328 rechts dargestellt; zur Befestigung des den Raum zwischen den Sprossen-

Glastafeln zu verhindern, werden sie an der Unterfläche mit einem hakenförmig abgebo- genen Blechstück versehen (Fig. 324), dessen Breite 1 bis 2 mm kleiner als der Licht- raum zwischen den Glastafeln ist.

Schnitt a—b. Schnitt c—c.

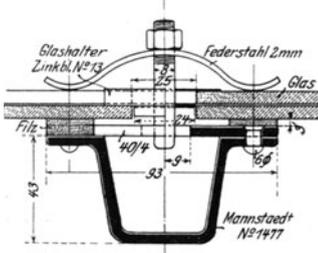


Fig. 324^b.

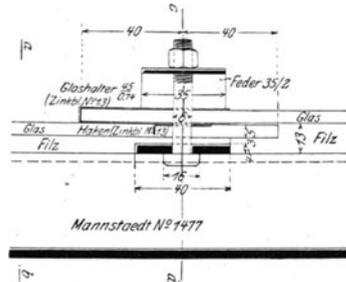


Fig. 324^a.

Sind wie in Fig. 323 bis 325 wagerechte Fugen vorhanden, so müssen die Filz- streifen wegen der erforderlichen Überdeckung der Glastafeln keilförmig ausgebildet werden, wenn man das Aufnieten keil- förmiger Flacheisen auf die Flanschen oder das Abkröpfen der Sprossen ver- meiden will; auch werden zur Herbeifüh- rung vollständiger Tropfsicherheit Rin- nen zur Ableitung des sich an Glas und Sprosse bildenden Schweißwassers er- forderlich. Diese beiden Nachteile- werden bei der in Fig. 326 dargestell- ten Anordnung vermieden, bei der für die unmittelbare Auflagerung der Glas- tafeln ein besonderer Träger *a* aus Flach- oder Profileisen vorhanden ist, der in

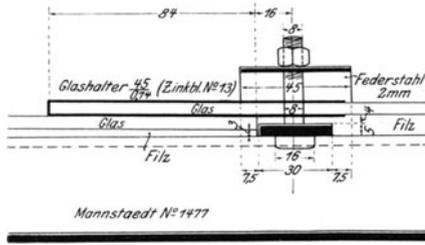


Fig. 325.

Abständen von 0,5 bis 0,8 m durch Bügel *b* gegen die eigentliche Rinnensprosse *c* abgestützt ist; das sich an den Glastafeln und am Glasträger *a* bildende Schweißwasser tropft unmittelbar in die Rinne *c* ab, die selbst, weil allseitig nur von der Innenluft um

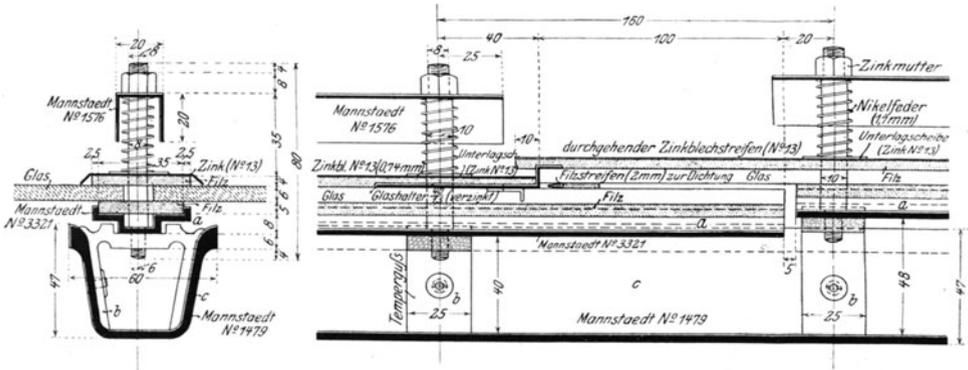


Fig. 326. System Anti-Pluvius.

links; zwischen den Sprossen ist zur Befestigung des Abdichtungsblechs ein durchlaufendes Winkeleisen angeordnet, das sich an ein über die Sprosse gelegtes Flacheisen anschließt, das gleichzeitig das Abgleiten der Glastafeln verhindert und einen Bügel zur Auflagerung eines Laufbretts trägt, das die Reinigung des Oberlichts erleichtert und die Schneeanhäufung in der Rinne verhindert.

Überall hat die Befestigung der Rinnensprossen an den Pfetten durch seitlich angebrachte Winkeleisen oder abgebogene Flacheisen so zu erfolgen, daß jede Bohrung im Rinnenboden vermieden wird.

II. Die Sparren.

Die Entfernung s der Sparren voneinander (Fig. 270) beträgt $s = 0,75$ bis $1,25$ m. Die Einteilung erfolgt meist so, daß der Binder zwischen zwei Sparren liegt.

1. Holzsparren erhalten rechteckigen Querschnitt ($b/h = \frac{2}{3}$ bis $\frac{3}{7}$ bis $\frac{3}{4}$) und werden mit den Holzpfetten durch eine 2 bis 3 cm tiefe Einkämmung (Fig. 329), mit den Eisenpfetten durch Einkämmen und Winkeleisenstücke (Fig. 330 und 331) verbunden. Im First wird die gegenseitige Verbindung der gegenüberliegenden Sparren durch Scherzapfen und Schraube bewirkt (Fig. 332).

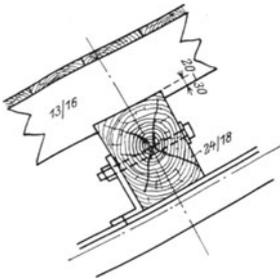


Fig. 329.

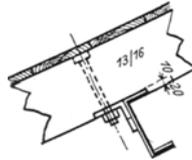


Fig. 330.

2. Eisensparren erhalten \perp , \vdash , auch wohl \wedge -förmigen Querschnitt und werden mit den Pfetten durch Winkeleisenstücke nach Fig. 333 und 334 oder zur Vermeidung der Nietverschwächung im Pfettenflansch nach Fig. 335 oder 336 verbunden.

Der Anschluß der gegenüberliegenden Sparren im First durch Bleche oder Winkeleisen ist für zwei- und einteilige Firstpfetten in Fig. 336 und 337 dargestellt.

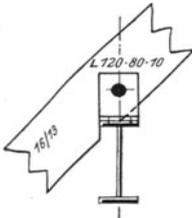


Fig. 331.

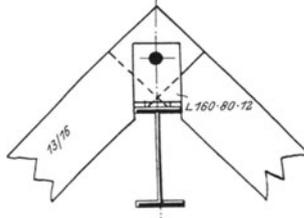


Fig. 332.

Die in Fig. 337 zur Auflagerung der Falzziegel verwendeten eisernen Latten werden durchweg aus Winkeleisen hergestellt; die durch G und W (vgl. Fig. 276) hervorgerufene größte Biegungsspannung nimmt den kleinsten Wert an, wenn die liegenden Winkelschenkel wie in Fig. 337 zur Traufe zeigen.

Für die in Aufg. 73 behandelte Dachkonstruktion wird bei $s = 1,25$ m Sparrenentfernung und $0,31$ m schräger, also $0,31 \cos \alpha = 0,25$ m wagerechter

Lattenentfernung sowie bei 100 kg/qm Grundriß ständiger Belastung:

$$\left. \begin{aligned} G_0 &= 0,25 \cdot 1,25 \cdot 100 = 30 \text{ kg} \\ G_z &= 0,25 \cdot 1,25 \cdot 60 = 20 \text{ kg} \\ W &= 0,31 \cdot 1,25 \cdot 50 = 20 \text{ kg}. \end{aligned} \right\} \text{ insgesamt } G = 50 \text{ kg};$$

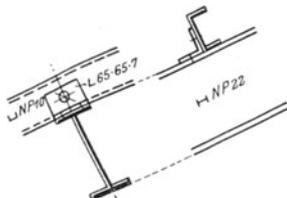


Fig. 333.

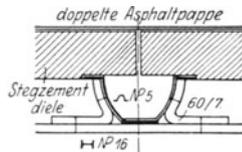


Fig. 334.

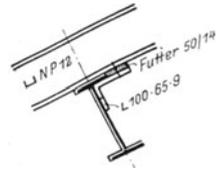


Fig. 335.

Mit Bezugnahme auf Fig. 337^a wird damit

$$G \cos(45^\circ - \alpha) = G \cos 9^\circ 27' = 50 \cdot 0,986 = 50 \text{ kg},$$

$$G \sin(45^\circ - \alpha) = G \sin 9^\circ 27' = 50 \cdot 0,164 = 8 \text{ kg},$$

$$W \cos 45^\circ = W \sin 45^\circ = 20 \cdot 0,707 = 14 \text{ kg}; \text{ daher ergeben sich die Momente}$$

$$M_y = \frac{4}{5} (50 + 14) \frac{125}{8} = 800 \text{ cmkg},$$

$M_x = \frac{4}{5} (8 + 14) \frac{125}{8} = 275 \text{ cmkg}$, wobei der Beiwert $\frac{4}{5}$ dem Umstand Rechnung trägt, daß die Latte stets über mehr als 2 Felder ununterbrochen durchgeht.

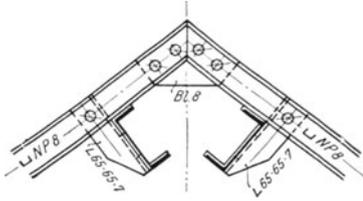


Fig. 336.

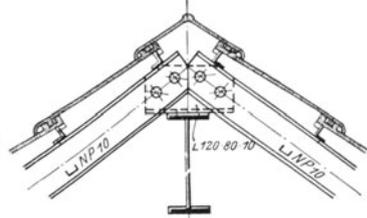


Fig. 337.

Wirkt neben der ständigen Last [$G_0 \cos(45^\circ - \alpha) = 30 \text{ kg}$; $G_0 \sin(45^\circ - \alpha) = 5 \text{ kg}$] in der Lattenmitte die Einzellast $P = 100 \text{ kg}$ [$P \cos(45^\circ - \alpha) = 99 \text{ kg}$; $P \sin(45^\circ - \alpha) = 16 \text{ kg}$], so ergeben sich die Momente

$$M_y = \frac{4}{5} (30 + 2 \cdot 99) \frac{125}{8} = 2850 \text{ cmkg},$$

$$M_x = \frac{4}{5} (5 + 2 \cdot 16) \frac{125}{8} = 463 \text{ cmkg}.$$

Die größte Beanspruchung des gewählten Winkel-eisens $40 \cdot 40 \cdot 4$ mit $x_0 = 11,2 \text{ mm}$, $J_x = 7,09 \text{ cm}^4$ und $J_y = 1,86 \text{ cm}^4$ tritt entweder im Punkte A oder B auf; für den Punkt A ergeben sich nach Fig. 337^a die Widerstandsmomente

$$W_x^{(A)} = \frac{7,09}{4,0 \cdot 0,707} = 2,5 \text{ cm}^3 \quad \text{und}$$

$$W_y^{(A)} = \frac{1,86}{4,0 \cdot 0,707 - 1,12 \cdot 1,41} = 1,5 \text{ cm}^3,$$

daher die Spannung

$$\sigma_A = \frac{2850}{2,5} + \frac{463}{1,5} = 1140 + 310 = 1450 \text{ kg/qcm};$$

für den Punkt B wird

$$W_x^{(B)} = \frac{7,9}{3,6 \cdot 0,707} = 2,8 \text{ cm}^3 \quad \text{und}$$

$$W_y^{(B)} = \frac{1,86}{3,6 \cdot 0,707 - 0,72 \cdot 1,41} = 1,2 \text{ cm}^3,$$

daher die Spannung

$$\sigma_B = \frac{2850}{2,8} + \frac{463}{1,2} = 1020 + 390 = 1410 \text{ kg/qcm}.$$

Die größte Spannung von 1450 kg/qcm erscheint bei der sehr ungünstigen Voraussetzung, daß die Last P eines das Dach betretenden Arbeiters nur eine einzige Latte beansprucht, durchaus zulässig.

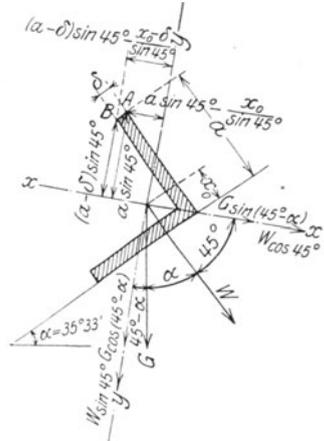


Fig. 337^a.

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.

a) **Die Mittellinie der Pfette steht rechtwinklig zur Dachfläche.** Ihre Befestigung erfolgt in einfachster Weise durch ein vorgelegtes Winkeleisen (Fig. 329), das bei H -förmigem Querschnitt die Einschaltung eines Futterstücks bedingt (Fig. 338); diese Befestigungswinkel werden in der Werkstatt auf den Binderobergurt genietet und gewährleistet dadurch in der Ausführung eine gerade durchlaufende Lage der Pfettenachse.

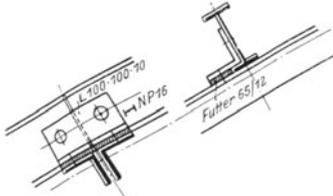


Fig. 338.

Sind keine Gelenkpunkte vorhanden, so liegt der Pfettenstoß unmittelbar über dem Binder (Fig. 338).

Die Firstpfette wird zweiteilig ausgebildet (Fig. 339); 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 auf dem Obergurt aufrufen, so entstehen in diesem zusätzliche Biegungsspannungen,

zu deren Aufnahme das Knotenblech entsprechend groß auszubilden ist.

b) **Die Mittellinie der Pfette steht lotrecht.** Ihre Befestigung mit dem Binderobergurt kann auf zwei Wegen erfolgen.

a) Bei Holzpfetten und ununterbrochen durchlaufenden, z. B. mit Gelenken versehenen eisernen Pfetten wird das Knotenblech über den Obergurt hinaus verlängert und mit wagerechten Winkeleisen gesäumt (Fig. 340 und 341); auf diesen wird die Pfette aufgelagert

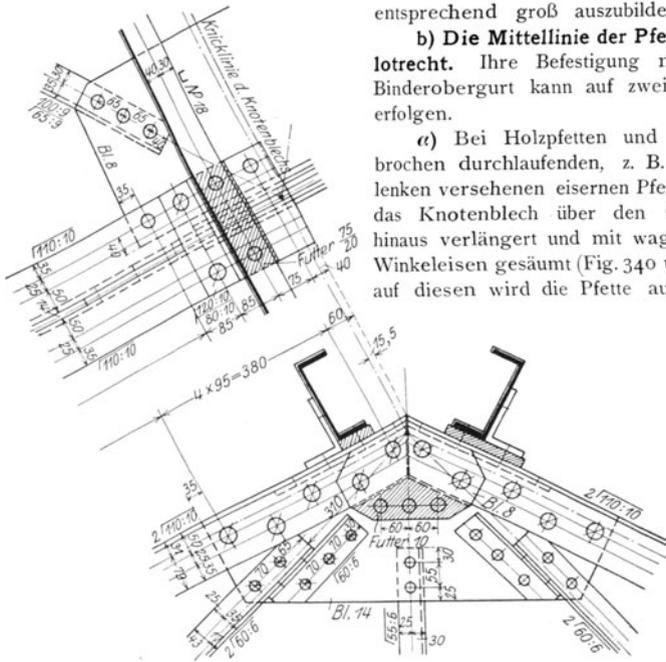


Fig. 339.

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 Obergurtnotenpunkt gegen Knicken aus der Binderebene heraus zu schützen.

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 Winkel-eisen zusammengesetzten (Fig. 123 und 132); kreuzförmige Querschnitte (Fig. 125 und 134) 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. 143 aus 1 \square -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 Nieten-durchmesser d_{\min} bei einschnittigen Nieten $\delta \geq \frac{\pi}{8} d_{\min}$, bei zweischnittigen $\delta \geq \frac{\pi}{4} d_{\min}$ ist; danach 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 Durchmesser ist $d_{\min} = 16$ mm, und da das Niet rechtwinklig zur Krafrichtung $1,5d$ vom Rand abstehen soll, so ergibt sich als kleinste zu verwendende Profilbreite 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 rechnerisch erforderliche dem Umstand keine Rechnung tragen, daß die bei Anwendung der Gl. 1 vorausgesetzte gleichmäßige Verteilung der Stabkraft über die ganze Fläche bei 2 nebeneinander liegenden Profileisen nicht erfüllt ist, daß vielmehr die in der Nähe des Schwerpunkts liegenden Flächenteile stets stärker als die weiter abliegenden beansprucht sind. Zweitens aber genügt der in der Obergurtebene liegende Windverband (Fig. 270) noch nicht, um 2 Binder zu einem in sich unverschieblichen Raumbauwerk miteinander zu verbinden; es wäre hierzu vielmehr noch ein Windverband in der Untergurtebene (Fig. 55) oder aber in allen Knotenpunkten des Untergurts Querverbände (Fig. 75) erforderlich, um die in diesen Punkten rechtwinklig zur Binderebene angreifenden Kräfte auf den Windverband zu übertragen. Diese Querverbände führt man aber, solange der Untergurt auf Zug beansprucht ist, in der Regel nicht aus, weil äußere Kräfte dieser Art bei Dachbindern meist nicht auftreten.

Die Knotenpunkte des Untergurts sind endlich auch gleichzeitig die Endpunkte der gedrückten Füllungsstäbe, die man bei der Querschnittsbestimmung nach Gl. 27) als in den Endpunkten der Stabachse geführt ansieht; diese Führung hat bei fehlenden Querverbänden die seitliche Steifigkeit der Untergurtstäbe herbeizuführen. Berücksichtigt man dazu noch die möglichen Fehler einer ungenauen Montage und die Erschütterungen der Konstruktion durch die Verkehrslast so erhellt die Wichtigkeit der Regel, die Untergurtstäbe nicht allzu ängstlich der Rechnung anzupassen.

Wirken am Untergurt äußere Kräfte, z. B. der Winddruck bei offenen Hallen, die Nutzlast eines angehängten Flaschenzugs, einer verschieblichen Laufkatze oder einer Decke, so ist die seitliche Aussteifung seiner Knotenpunkte durch Verbindung zweier Binder zu einem in sich unverschieblichen Raumbauwerk unbedingt erforderlich.

γ) Der Stoß des Obergurts wird bei gleichbleibender Dachneigung im First angeordnet; das für den stärkst beanspruchten Gurtstab erforderliche Profil wird von Traufe zu First durchgeführt (vgl. Aufg. 16). Die Stoßanordnung erfolgt bei zweiteiliger Firstpfette meist nach Fig. 339, die den Knotenpunkt IV₁ des Binders Fig. 64^k darstellt; die Obergurtwinkel sind auf Gehrung zusammengeschnitten, so daß eine unmittelbare Druckübertragung in den in der Binderebene liegenden Winkelschenkeln stattfindet, die

mit $2 \cdot 11,0 \cdot 1,0 = 22,0$ qcm Fläche zur Aufnahme der Stabkraft von 21,1 t genügen (vgl. Zahlentafel 1) und mit 6 doppelschnittigen Nieten von 23 mm ϕ an das 14 mm starke Knotenblech anschließen; um seine Mitwirkung auf $\frac{21,1}{1,4} = 15,1$ cm zu sichern, ist die Stoßfuge beiderseits noch mit 8 mm starken Blechen gedeckt. Genügt die Stoßdeckung in der Binderebene allein noch nicht, so werden im First abgebogene Stoßwinkel angeordnet. Die Stoßanordnung bei einteiliger Firstpfette ist in Fig. 341 für den Knotenpunkt (IV) des Binders Fig. 343 und in Fig. 319 für den Firstpunkt eines Sheddachs dargestellt.

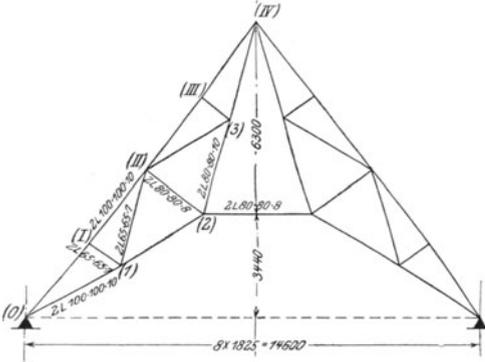


Fig. 343.

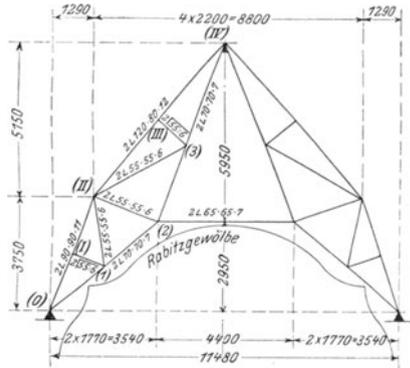


Fig. 344.

Findet innerhalb der Dachfläche in einem Knotenpunkt eine starke Richtungsänderung des Obergurts statt, wie z. B. in Punkt (II) des Binders Fig. 344, so wird auch hier ein Stoß angeordnet, der dann gleichzeitig den Wechsel des Querschnitts gestattet. Ein Ausführungsbeispiel zeigt Fig. 345 für den Knotenpunkt (J) des Mansardendachs Fig. 64P.

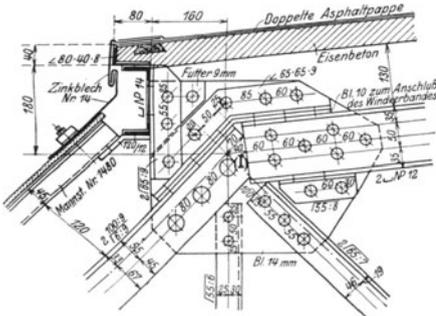


Fig. 345.

Knotenpunkt (J) des Binders Fig. 64P.

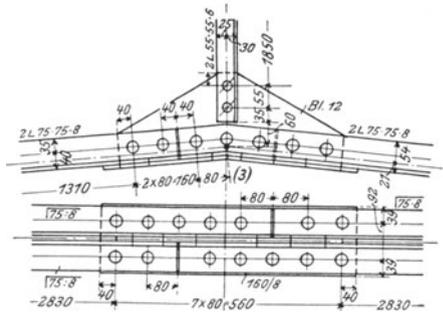


Fig. 346.

d) Der Stoß des Untergurts wird bei wagerechter oder nur in der Mitte geknickter Stabachse (Fig. 64^b) im mittleren Knotenpunkt angeordnet, wie in Fig. 346 für den Knotenpunkt (3) des Binders, Fig. 64^b, dargestellt; die lotrechten Winkelschenkel sind durch das Knotenblech, die wagerechten durch eine besondere Stoßlasche $\frac{100}{8}$ gestoßen; da diese in der Mitte abgebogen, daher bei Eintritt der Stabzugkräfte der

Gefahr des Geradereckens ausgesetzt ist, sind die Gurtwinkel beiderseits neben dem Knotenpunkt versetzt gestoßen. Eine zweite Lösung zeigt Fig. 347 für den Fall, daß das Knotenblech nach unten vorstehen darf; hier liegt der Gurtwinkelstoß unmittelbar im Knotenpunkt; die wagerechten Winkelschenkel sind durch abgebogene Hilfswinkel in das Knotenblech eingebunden; ein Geraderecken dieser Hilfswinkel ist wegen ihrer festen Verbindung mit dem Knotenblech ausgeschlossen.

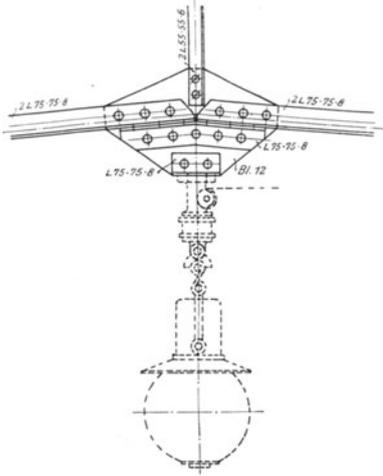


Fig. 347.

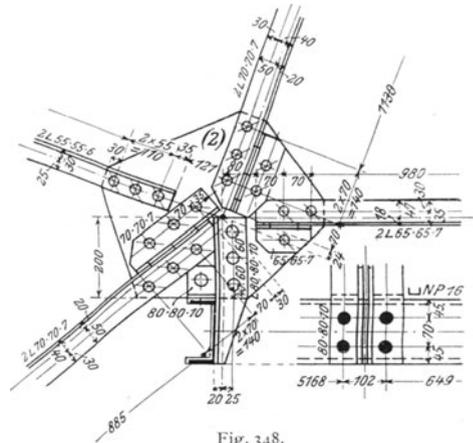


Fig. 348.

Knotenpunkt (2) des Binders Fig. 344.

Ist der Untergurt mehrfach geknickt (Fig. 64^{g, h, k}), so wird an jeder Knickstelle ein Stoß angeordnet, der dann auch den Wechsel des Profils gestattet. Neben dem bereits in Fig. 155 vorgeführten Beispiel ist in Fig. 348 der Knotenpunkt (2) des Binders Fig. 344 dargestellt, der ein Rabitzgewölbe zu tragen hat, dessen Gewicht durch die angehängten \perp NP. 16 auf die unteren Knotenpunkte übertragen wird.

b) **Füllungsstäbe.** *a)* Die gebräuchlichsten Querschnitte werden aus 2 gleich- oder ungleichschenkligen Winkelisen (Fig. 123 und 132) gebildet, die man bei langen Druckstäben zur Vergrößerung des Trägheitsmoments auch über Kreuz (Fig. 134^a) oder mit abgewendeten Schenkeln (Fig. 135^a) anordnet. Bei kastenförmigem Gurtquerschnitt wird vielfach auch 4 \perp -Eisen gewählt, dessen Höhe gleich dem um die doppelte Knotenblechdicke verminderten Lichtabstand der beiden Gurtteile ist.

β) Der kleinste Nietdurchmesser beträgt für $\frac{\text{gedrückte}}{\text{gezogene}}$ Stäbe $d_{\min} = \frac{16}{13}$ mm, daher die kleinste zu verwendende Profilbreite $\frac{55}{45}$ mm; bei Stablängen über 3,0 bis 3,5 m geht man bei Verwendung von Winkelisen besser nicht unter 65·65·7 bzw. 55·55·6 hinab. Die Zahl der Anschlußniete muß, auch wenn die Rechnung weniger ergibt, mindestens zwei betragen.

c) Auflagerung. *α)* Zur Auflagerung auf Mauerwerk kommen bei Bindern bis etwa 24 m Spannweite meist Gleitlager zur Verwendung. Die Mitte der Auflagerplatte muß stets mit der Lotrechten durch den Auflagerknotenpunkt zusammenfallen; hierauf ist besonders bei den Pultdächern zu achten, für deren Auflagerung in Fig. 349 als Ausführungsbeispiel der Knotenpunkt (IV) des Binders Fig. 64^m dargestellt ist. Das Knotenblech wird in einem passenden, je nach der Binderart frei

zu wählenden Abstand a wagerecht abgeschnitten und durch wagerechte Winkeleisen gesäumt; diese liegen unter Einschaltung einer 15 bis 20 mm starken Platte unmittelbar auf dem Gleitlager. Ist das Knotenblech nicht schon durch die Gurtwinkel selbst bis zur Auflagerebene ausgesteift, wie in Fig. 351, die den Knotenpunkt ρ , des Binders Fig. 328 darstellt, so muß diese Aussteifung durch besondere lotrechte Auflagerwinkel erfolgen, die einfach (Fig. 349) oder doppelt (als \perp -Eisen, Fig. 350) beiderseits mit Futterstücken über Obergurt- und Saumwinkel durchzuführen sind.

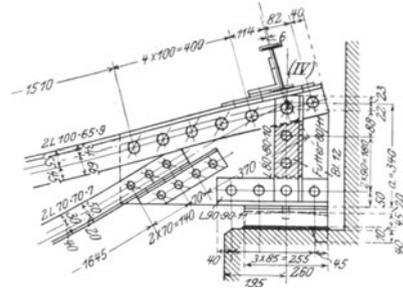


Fig. 349.
Knotenpunkt IV, des Binders Fig. 64^m.

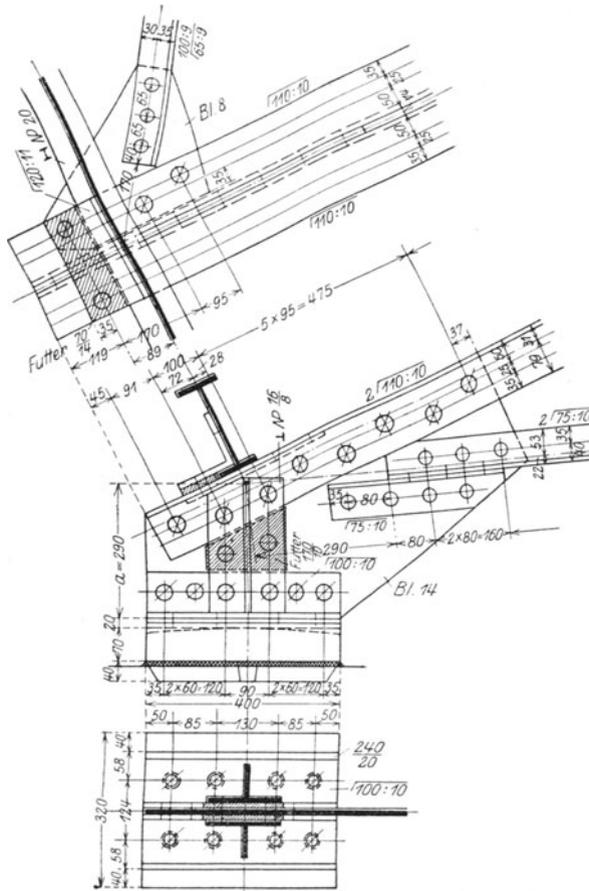


Fig. 350.
Knotenpunkt ρ , des Binders Fig. 64^k.

sätzlich dieselbe (Fig. 370). Ein Ausführungsbeispiel für die Auflagerung zweier Sheddachbinder (Fig. 64^a) auf einem aus 2 L NP. 20 gebildeten Unterzug zeigt Fig. 352; die Rinne ist zur Reinigung der Glasflächen genügend breit und begehbar einzurichten.

2. Gemischt eiserne Binder.

a) Holz-Eisen-Binder. Die Binder werden nach dem Polonceausystem mit winkelrecht zum Obergurt stehenden Vertikalstäben (Fig. 64^{t, i, k}) ausgeführt (Fig. 353).

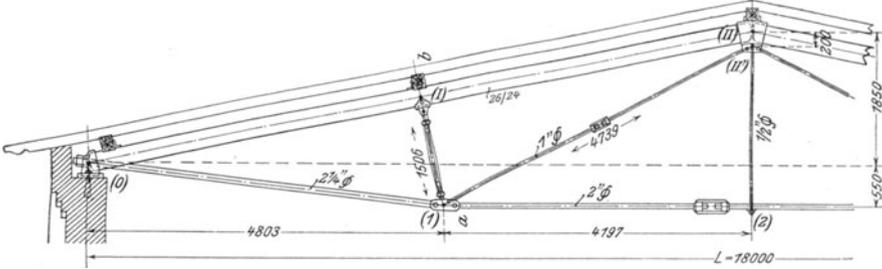


Fig. 353.

a) Querschnittsform der Stäbe. Der Obergurt wird in Holz ausgeführt, und zwar mit quadratischem Querschnitt, wenn nur in den Knotenpunkten Pfetten angeordnet sind. Alle auf Zug beanspruchten Stäbe, also der Untergurt und die Diagonalen werden aus Flußeisen mit rundem Querschnitt ausgeführt; jeder Zugstab muß mit einer Spannvorrichtung versehen sein, um die genaue Stablänge und etwaige Ungenauigkeiten in der Ausführung regeln zu können; daher wird entweder das Stabende mit Gewinde und Mutter versehen, wie bei Stab (0)—(1), Fig. 353 und 354; oder aber der Stab erhält ein Spansschloß wie Stab (1)—(2) und (1)—(II), Fig. 353. Bei Längen über 4,5 bis 5,0 m werden die Zugstangen zur Vermeidung einer zu großen Durchbiegung in der Mitte aufgehängt, wie Stab (1)—(2), Fig. 353. Die auf Druck beanspruchten Vertikalen werden aus Gußeisen mit kreuzförmigem Querschnitt (Fig. 356)

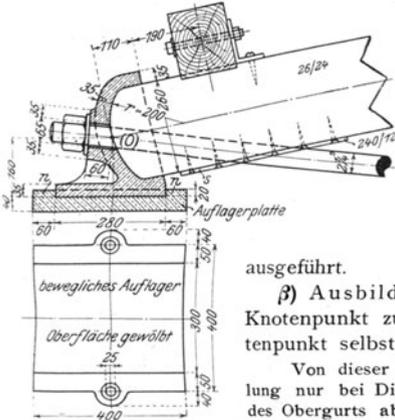


Fig. 354.

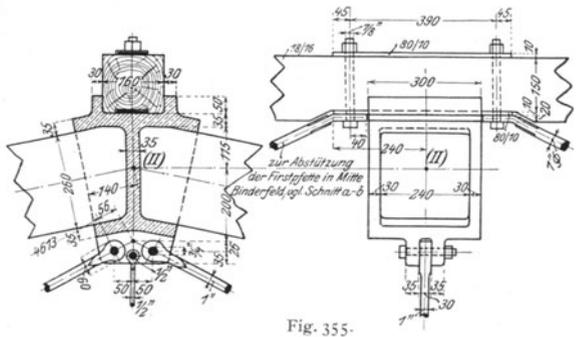


Fig. 355.

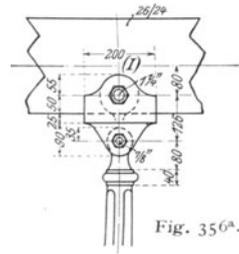
ausgeführt.

β) Ausbildung der Knotenpunkte. Die Achsen aller an einem Knotenpunkt zusammentreffenden Stäbe sollen sich in diesem Knotenpunkt selbst schneiden.

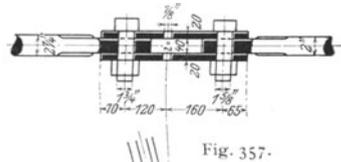
Von dieser Regel geht man zur Ermöglichung einer einfacheren Herstellung nur bei Diagonalen mit geringen Spannkraften in den Knotenpunkten des Obergurts ab. So ist der Stab (1)—(II), Fig. 353 im First um 200 mm unterhalb des theoretischen Knotenpunkts in (II') angeschlossen. Dieser exzen-

trische Anschluß ist ohne Bedeutung, solange die beiden symmetrisch zu $(2)-(II)$ liegenden Diagonalen gleich große Spannkkräfte erleiden und daher in (II) nur eine lotrechte Resultierende ergeben, was bei voller gleichförmiger Belastung zutrifft. Ungleiche Spannkkräfte entstehen nur bei einseitiger Wind- und Schneebelastung; sie sind aber meist so klein, daß das durch ihre wagerechten Seitenkräfte in (II) erzeugte Biegemoment durch eine entsprechend kräftige Ausbildung des Knotenpunkts (Fig. 355) unschwer aufgenommen werden kann.

Die Knotenpunkte des Obergurts werden durch gußeiserne Schuhe gebildet, wie in den Fig. 354 bis 356 für die Knotenpunkte $0_1-(II)$ dargestellt. Bei Punkt 0_1 durchdringt der Untergurtstab 0_1-1 den Obergurt (Fig. 354); das hierbei erfahrungsgemäß leicht eintretende Aufspleißen der unteren Holzfasern wird zweckmäßig durch eine aufgeschraubte Eisenplatte (s in Fig. 354) verhindert. Der Auflagerschuh in Punkt 0_1 liegt auf der eigentlichen Auflagerplatte, die nur beim festen Auflager mit den Vorsprüngen n (Fig. 354) versehen ist.



Die Knotenpunkte des Untergurts werden durch doppelte Knotenbleche (Fig. 357) gebildet, an die sich die einzelnen Stäbe mit zweischnittigen Bolzen anschließen. Um die Biegebungsbeanspruchung 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 Rundeweisen sind die Knotenpunkte des Untergurts in besonderem Maße der Gefahr des Ausbiegens aus der lotrechten 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. 356^a hervorgeht. Dienen diese Querverbindungen wie in Fig. 356^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.

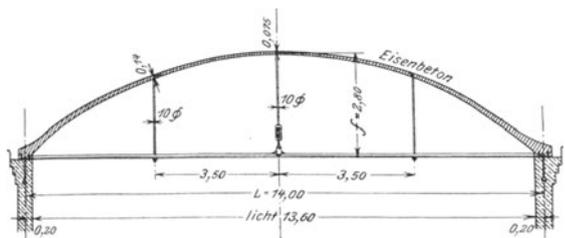
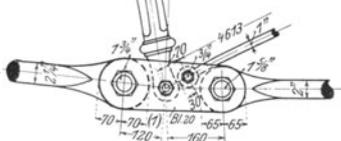


Fig. 358.

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 Gewölbescubs erforderliche, aus Längsträgern und Ankern (Fig. 271 bis 273) bestehende Ankerkonstruktion wird in Flußeisen hergestellt. Wegen ihrer vollständigen Wasser-, Tropf- und Wärmesicherheit sowie wegen

b) Eisenbeton-Eisen-Binder. Die Dachkonstruktion besteht aus einem in Eisenbeton hergestellten, außen mit doppelter Asphaltplatte abgedichteten Kappengewölbe (Fig. 358),

ihrer Unempfindlichkeit gegen von außen her übertragenes Feuer sind diese Dächer für reine Nutzbauten von großer Bedeutung; dazu bedarf es nur der Ummantelung

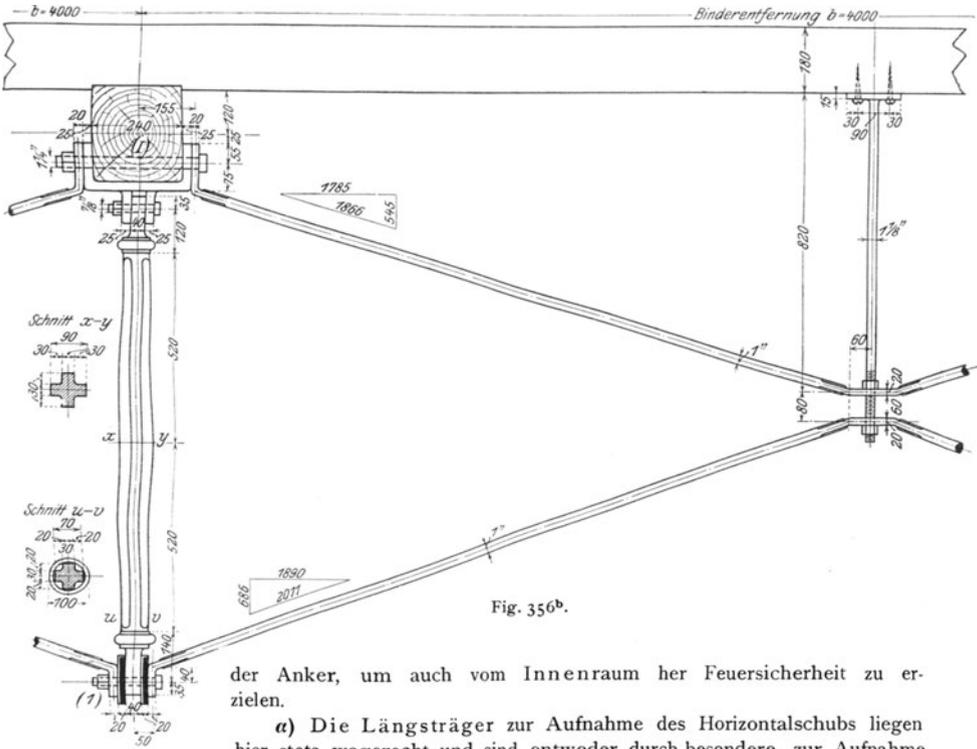


Fig. 356b.

der Anker, um auch vom Innenraum her Feuersicherheit zu erzielen.

α) Die Längsträger zur Aufnahme des Horizontalschubs liegen hier stets wagerecht und sind entweder durch besondere, zur Aufnahme der Dachlast angeordnete lotrechte 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. 359^b). Sie erhalten \sqsubset - und nur bei sehr großen Ankerentfernungen (**a**, Fig. 271) \sqcap -förmigen Querschnitt; der äußere Flansch ist oben mit einem Winkel-eisen 30·30·4 bis 45·45·5 (Fig. 359^b, 360, 361) 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, undes genügt daher zur Stoßdeckung ein über (Fig. 359^c) oder unter (Fig. 361) den Steg gelegtes Flacheisen.

Aufgabe 75. Die Anker der in Fig. 358 dargestellten Dachkonstruktion sind nach Fig. 272 mit $a = 5,4$ m gegabelt angeordnet. Der größte Horizontalschub aus ständiger Schnee- und Windlast beträgt $H_{\max} = 2810$ kg für 1 m Gewölbereite. 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. 359^a) erhält die Last $Q = 0,9 \cdot 2810 = 2530$ kg und daher das Moment $M_1 = 2530 \cdot \frac{0,9}{2} = 1139$ mkg. Das gewählte \sqsubset NP. 16 hat $F = 24,0$ qcm und

$W = 116 \text{ cm}^3$, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{5100}{24,0} + \frac{91200}{116} = 210 + 790 = 1000 \text{ kg/qcm}$ bzw.
 $\sigma_1 = \frac{113900}{116} = 980 \text{ kg/qcm}$.

2. Die Anker. a) Die Nebenanker erhalten nach Gl. 49b die Zugkraft $N = \frac{5,4}{3} \cdot 2810 = 5060 \text{ kg}$. Gewählt ist $\frac{75}{12}$ mit $(7,5 - 2,0) \cdot 1,2 = 6,6 \text{ qcm}$; daher $\sigma = \frac{5060}{6,6} = 770 \text{ kg/qcm}$.

Die Wahl eines Flacheisens ist hier bei der geringen Länge von 1,8 m zulässig, weil die Anker durch die stets vorhandene Anspannvorrichtung genau abgelängt werden können. Die Stärke der Flacheisen soll aber nicht unter 12 mm und ihre Beanspruchung nicht bis an die zulässige Grenze hinan gewählt werden.

b) Die Hauptanker erhalten nach Gl. 49a die Zugkraft $Z = 5,4 \cdot 2810 = 15200 \text{ kg}$. Gewählt sind $2 \times 75 \cdot 75 \cdot 10$, deren wagerechte Schenkel mit $2(7,5 - 2,0) \cdot 1,0 = 11,0 \text{ qcm}$ die Zugkraft $15200 - 5060 = 10140 \text{ kg}$ und deren lotrechte Schenkel mit $2(6,5 - 2,0) \cdot 1,0 = 9,0 \text{ qcm}$ die Zugkraft $N = 5060 \text{ kg}$ zu übertragen haben.

Da durch das Eigengewicht zusätzliche Biegungsspannungen entstehen, empfiehlt es sich, die Beanspruchung unterhalb der zulässigen zu halten.

c) Die Schräganker erhalten nach Gl. 49c) die Zugkraft $S = \frac{5060}{\sin 45^\circ} = 7200 \text{ kg}$. Das gewählte, in beiden Schenkeln angeschlossene $\times 75 \cdot 75 \cdot 8$ 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.

Fig. 359^a.

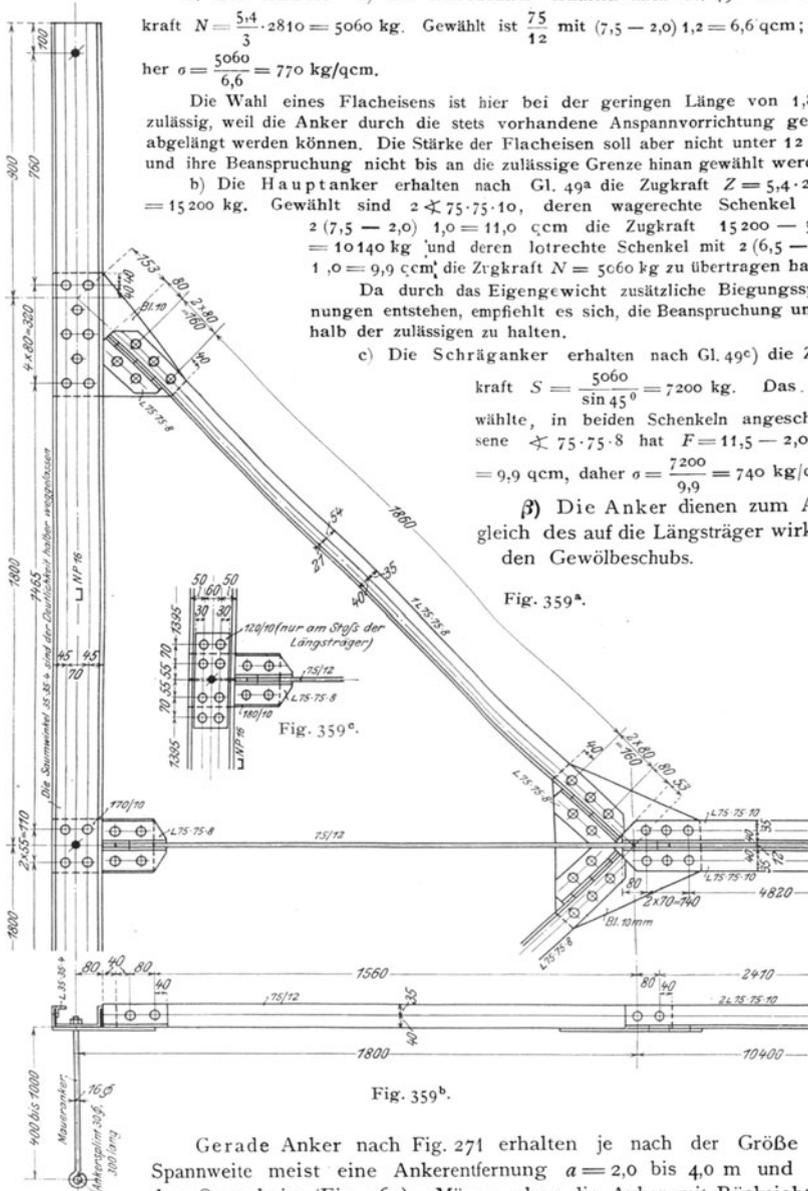


Fig. 359^b.

Gerade Anker nach Fig. 271 erhalten je nach der Größe der Spannweite meist eine Ankerentfernung $a = 2,0$ bis $4,0 \text{ m}$ und runden Querschnitt (Fig. 360). 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 \perp -, $\perp\perp$ - oder $\perp\perp$ -förmige Ankerquerschnitte (Fig. 361); für die Längsträger kommen dann wegen der großen Biegemomente nur I-Eisen in Betracht.

Gabelanker nach Fig. 272 und 273 erhalten Entfernungen $a = 4,5$ bis 7,5 m und durchweg \perp -, $\perp\perp$ -, $\perp\perp$ - oder $\perp\perp$ -förmigen Querschnitt.

Alle Anker werden zur Vermeidung einer zu großen Durchbiegung in Abständen von 2,5 bis 4,0 m durch Flacheisen (Fig. 360^a) oder Rundeisen von 10 bis 13 mm ϕ (Fig. 360^b, 362, 363) am Gewölbe auf-

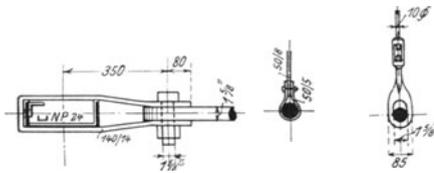


Fig. 360.

Fig. 360^a. Fig. 360^b.

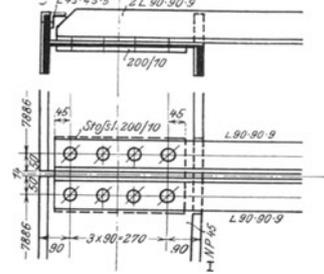


Fig. 361.

gehängt; diese „Hängestangen“ werden durch Umbiegen, bei Flacheisen auch mit durch gesteckten Splinten an den Eiseneinlagen des Betongewölbes befestigt.

Jeder Anker muß zur Regelung seiner Länge und Höhenlage mit einer 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. 362) oder aber mit einem besonderen Spannschloß versehen (Fig. 360^b und 363). Der Anschluß der Anker an die Längsträger erfolgt bei Rundeisenankern durch schlaufenförmige Flacheisen (Fig. 360), deren Querschnittsabmessungen mit Rücksicht auf die durch das Abbiegen entstehenden zusätzlichen Biegebungsbeanspruchungen reichlich zu wählen sind; profilförmige Anker schließen sich entweder unmittelbar (Fig. 361) oder mit Knotenblechen von 8 bis 12 mm Stärke (Fig. 359) 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; profilförmige Anker werden durch lotrechte und wagerechte Flacheisen gestoßen, wie in Fig. 363 für den Stoß des Hauptankers der Aufg. 75 dargestellt.

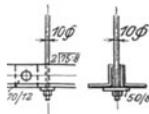


Fig. 362.

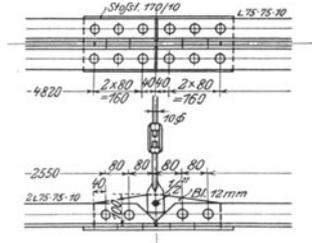


Fig. 363.

V. Der Windverband.

a) Die Diagonalen des Windverbands werden meist gekreuzt angeordnet (Fig. 270) 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. 270) wählt man Winkeleisen von 65 bis 100 mm Schenkelbreite, noch besser zur Verringerung der Durchbiegung ungleichschenklige Winkeleisen 75 · 50 · 7 bis 120 · 80 · 12

Rechtecke gegen Verschieben in der Wandebene zu sichern, werden endlich die Streben d einfach (Fig. 365) oder kreuzförmig (Fig. 366) eingezogen.

Die Vorteile der eisernen Fachwerkwände sind: geringe Stärke, daher gute Raumausnutzung; 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 abzurechen und an anderer Stelle wieder aufzurichten, daher leichte Vergrößerung des Innenraums.

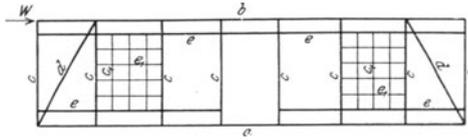


Fig. 365.

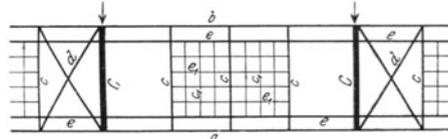


Fig. 366.

2. Die Ausfüllung

der Fachwerkwände erfolgt entweder in Mauerwerk oder aber in Wellblech bzw. Glas.

a) Ausfüllung in Mauerwerk. α) Bei beiderseits verputzten Innenwänden erhalten alle Teile Γ - bzw. \sqcup -förmigen Querschnitt, in der Regel NP. 14, seltener NP. 12; mit Vorteil verwendet man wegen ihres gegenüber den Normalprofilen geringeren Gewichts auch die dünnwandigen Γ - und \sqcup -Eisen der Mannstaedt-Werke A.-G. (Zahlentafel VIII). 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 rechtwinklig zu ihrer Achse abgeschnitten und durch ungleichschenklige Winkel angenietet bzw. angeschraubt, wie es in Fig. 367 für den Anschluß des Riegels an den Pfosten, in Fig. 368 für den Anschluß des Pfostens an die Schwelle zeigt.

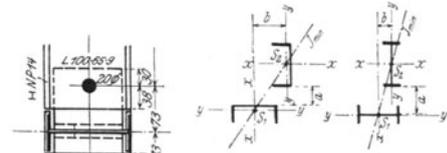


Fig. 369.

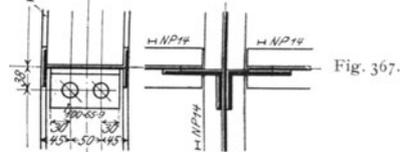


Fig. 367.

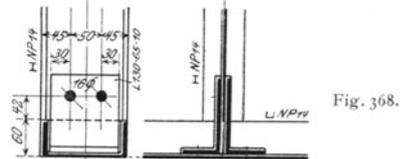


Fig. 368.

Bei den für die Eckpfosten gebräuchlichen, nach Fig. 369 aus 2 \sqcup - oder Γ -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 oft = 0 sind) $J_{min} = J_x + J_y$, wo J_x und J_y die Hauptträgheitsmomente des Einzelprofils sind, während $J_{max} = J_x + J_y + 2 F(a^2 + b^2)$ wird, wo F die Querschnittsfläche eines Profileisens ist.

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

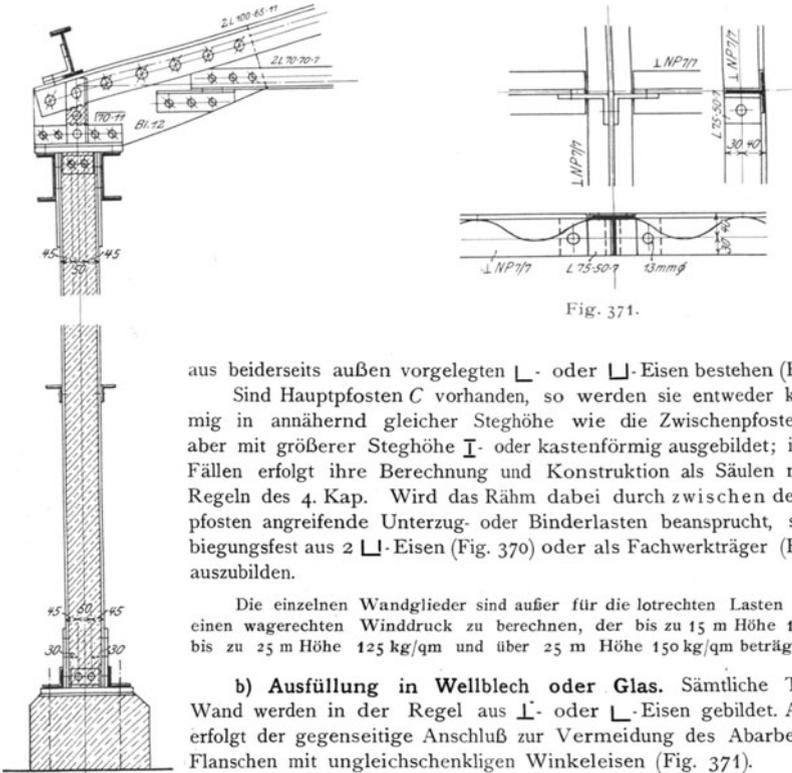


Fig. 371.

aus beiderseits außen vorgelegten \perp - oder \perp -Eisen bestehen (Fig. 370).

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. 370) oder als Fachwerkträger (Fig. 375^a) auszubilden.

Die einzelnen Wandglieder sind außer für die lotrechten Lasten noch für einen wagerechten Winddruck zu berechnen, der bis zu 15 m Höhe 100 kg/qm, bis zu 25 m Höhe 125 kg/qm und über 25 m Höhe 150 kg/qm beträgt.

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. 371).

Fig. 370.

Bei Wellblechausfüllung genügt bei Freilagen bis zu 2,5 m zur Aufnahme des wagerechten Winddrucks das Profil 150·40·1 mm, das in den Wellentälern an die wagerechten Wandteile durch Niete von 6 bis 8 mm ϕ angeschlossen wird.

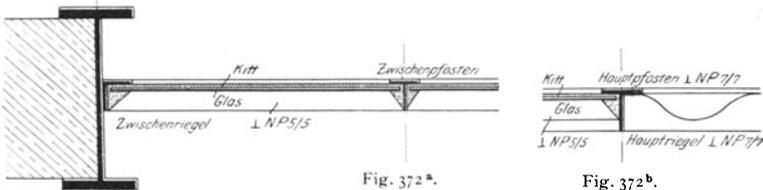
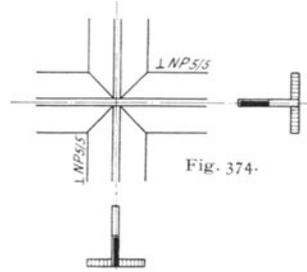
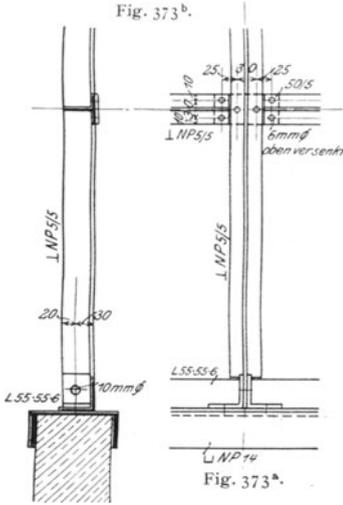


Fig. 372^a.

Fig. 372^b.

Zur Glasausfüllung wird geblasenes Rohglas oder Drahtglas verwendet; die Glasplatten 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. 365, 366 und 372) erforderlich, deren Anschluß aneinander entweder durch Winkeleisenstücke (Fig. 373^a) oder durch Flacheisenlaschen (Fig. 373^b) oder endlich durch Überschneiden (Fig. 374) 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. 372^a und 372^b dargestellt.

II. Berechnung der Fachwerkgebäude gegen Winddruck.

1. Der Winddruck auf die Längswand

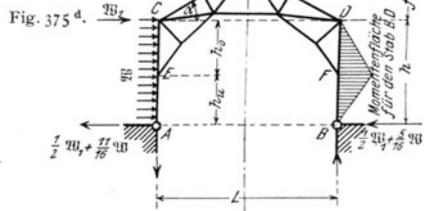
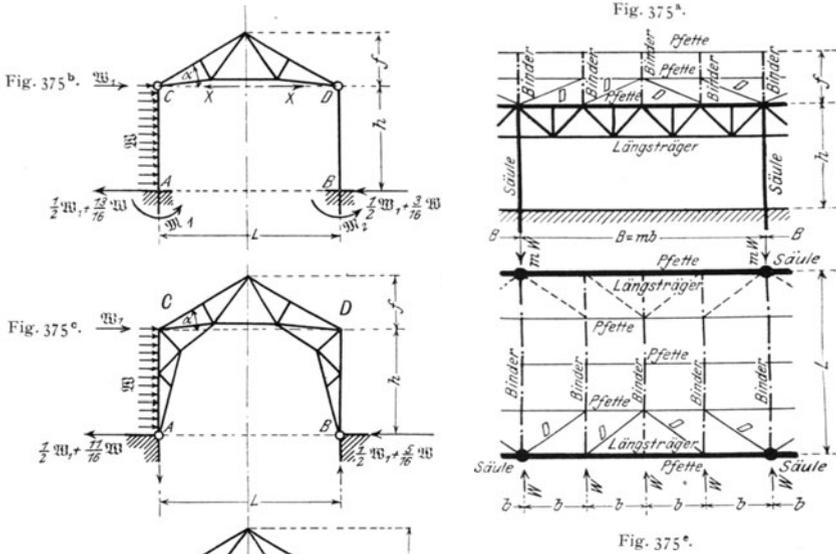
kann in zweierlei Weise in die Fundamente übertragen werden, nämlich entweder unmittelbar an jedem Hauptpfosten, der hier kurz Säule heißt, oder aber unter Einschaltung eines Windträgers nur an den die Giebelwände begrenzenden Eckpfosten.

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. 375^b eingespannt oder aber nach Fig. 375^c u. ^d gelenkig aufgelagert.

Das ebene Fachwerk, Fig. 375^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. 375^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. 375^b der wagerechte Druck X zwischen den Gelenken C und D , in Fig. 375^c u. ^d aber der wagerechte Gegen-
druck X des rechten Linienauflagers B eingeführt.

Ist b die Binderentfernung, $B=mb$ die Säulenentfernung (Fig. 375^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 rechtwinklig getroffener Fläche, so entfällt auf ein Säulenpaar von der Längswand her der über die Höhe h gleichmäßig verteilte Winddruck $\mathfrak{B}=wBh$, von der Dachkonstruktion her aber der wagerechte Winddruck $\mathfrak{B}_1=wfB \sin^2 \alpha$, 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 Säulenternung B gleich der Binderentfernung b ist, oder aber nur einzelne Binder, so daß B gleich einem Vielfachen von b ist ($B = mb$ in Fig. 375^{a u. e}); im letzteren Fall werden die lotrechten Stützdrücke der zwischen den Ständern liegenden Binder mittelbar durch das Biegezugfest oder als Fachwerkträger ausgebildete Rähm,



hier auch Längsträger genannt, auf die benachbarten Säulen übertragen; die Übertragung der wagerechten Stützdrücke erfordert aber die Einschaltung eines meist in der schrägen Obergerubene liegenden Windträgers, dessen Gurtungen durch die Pfetten gebildet werden und dessen Diagonalen D (Fig. 375^{a u. e}) gleichzeitig Glieder

des in Fig. 375 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. 375^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 $(\mathfrak{M}_1 - X) \frac{h^3}{3EJ} + \mathfrak{M} \frac{h^3}{8EJ} = X \frac{h^3}{3EJ}$, in der J das für beide Ständer gleich große $\frac{\text{Elastizitätsmaß}}{\text{Trägheitsmoment}}$ bedeutet, die statisch unbestimmte Größe X zu

$$58) \quad X = \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1 + \frac{3}{16} \mathfrak{M}$$

ergibt; damit berechnet sich das Einspannungsmoment auf der $\frac{\text{Wind}}{\text{Lee}}$ Seite zu

$$59) \quad \frac{\mathfrak{M}_1}{\mathfrak{M}_2} = \frac{\left(\frac{5}{16} \mathfrak{M} + \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1\right) h}{\left(\frac{3}{16} \mathfrak{M} + \frac{1}{2} \mathfrak{M}_1\right) h}$$

Ändert sich die Temperatur in allen Binderstäben um t° , so verschiebt sich jeder der Punkte C und D wagerecht um $\frac{1}{2} \epsilon t L$; der Widerstand X_t , den die Säulen dieser Verschiebung entgegensetzen, berechnet sich unter den gemachten Voraussetzungen aus der Gleichung $\frac{1}{2} \epsilon t L = X_t \frac{h^3}{3 E J}$ zu $X_t = \frac{2}{3} \epsilon E t J \frac{L}{h^3}$; sein Pfeil ist bei einer Temperaturerhöhung nach innen gerichtet; er erzeugt in den Ständern die Einspannungsmomente $\mathfrak{M}_1' = -\mathfrak{M}_2' = -\frac{2}{3} \epsilon E t J \frac{L}{h^2}$. Als Grenzen der Wärmeschwankungen ist bei offenen Hallen $t = \pm 35^{\circ} C$, bei ringsum geschlossenen Gebäuden $t = \pm 20^{\circ} C$ gegen die mittlere Aufstellungstemperatur von $10^{\circ} C$ anzunehmen.

Endlich entsteht noch durch die lotrechte Belastung des Binders wegen seiner beiderseits festen Verbindung mit den Säulen ein auf diese nach außen wirkender Horizontalschub X_s , der die Einspannungsmomente $\mathfrak{M}_1'' = -\mathfrak{M}_2'' = -X_s h$ 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. 291 und außerdem durch die beiden Einzelasten $X' = \frac{1}{4} \mathfrak{B} + X_t + X_s$ 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.

β) Gelenkauflagerung der Säulen nach Fig. 375^c u. ^d. Die Säulen sind entweder nach Fig. 375^c über die ganze Höhe h oder nach Fig. 375^d nur über einen Teil h_0 der Gesamthöhe fachwerkförmig gegliedert. Für die vorläufige Berechnung der zur Ermittlung des statisch unbestimmten wagerechten Gegen-

drucks X des Auflagers B erforderlichen Querschnittsabmessungen kann man in beiden Fällen angenähert $X = \frac{1}{2} \mathfrak{B}_1 + \frac{5}{16} \mathfrak{B}$ einführen, X_t und X_s aber vernachlässigen. Für die Anordnung nach Fig. 375^c ergeben sich dann die Spannkkräfte unmittelbar durch Zeichnen eines Kräfteplans, 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. 375^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. 375^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 lotrechten Binderlasten hinzu, die sich nach Fig. 291 aus der Gesamtlast $\mathfrak{B}_1 \cot \alpha$ berechnen, so erhält man die in Fig. 375^f angegebene Gesamtbelastung des fachwerkförmigen Teils, aus der sich die Spannkkräfte zeichnerisch oder rechnerisch ermitteln lassen. Bei der Querschnittsbestimmung hat man die in den Stäben AC und BD wirksamen Biegemomente zu berücksichtigen.

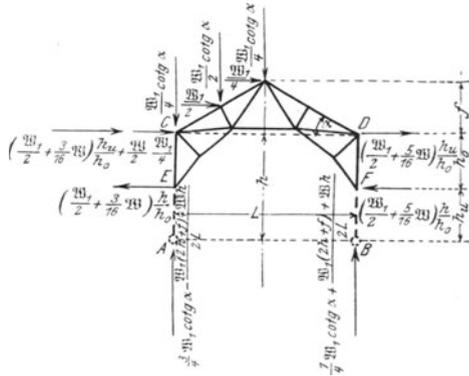
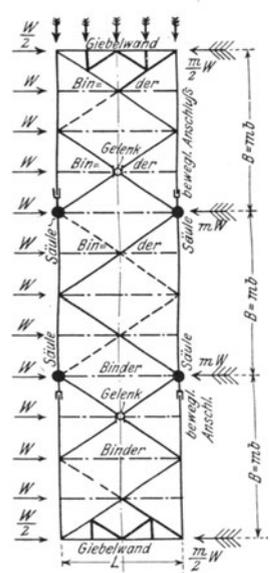
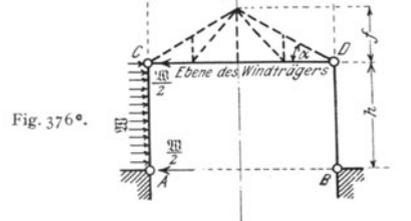
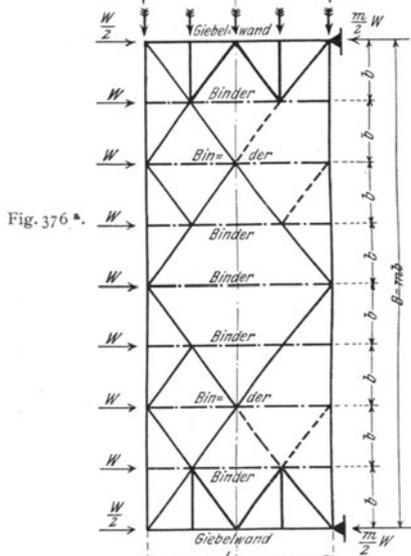
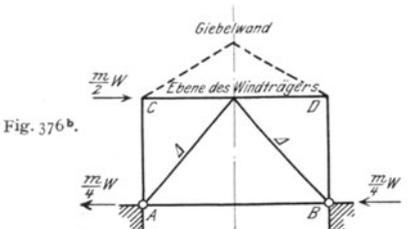


Fig. 375^f.

¹⁾ Bei positivem X_t ist bei der Berechnung von X_s die Schneelast nicht zu berücksichtigen, da eine Temperaturerhöhung über 10° gegenüber der Aufstellungstemperatur und Schneefall nicht gleichzeitig auftreten.

b) **Anordnung eines Windträgers.** Der Windträger bildet einen in der Binderuntergurtenebene 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. 376^a). Der auf eine Giebelwand entfallende Stütz-

druck $N = \frac{1}{2} \Sigma W = \frac{m}{2} W$ (Fig. 376^b) wird durch die als Fachwerkträger auf 2 Stützen ausgebildete Wand in die Fundamente übertragen; ist die Anordnung durchlaufender Streben (Δ , Fig. 376^b) wegen der erforderlichen Durchfahröffnungen nicht möglich, so wird die Giebelwand nach Fig. 375^c oder ^d ausgebildet (vgl. Fig. 381^b). Die Pfosten der



Längswand sind meist unter jedem Binderauflagerpunkt angeordnet und gegenüber dem Winddruck als Träger auf 2 Stützen (A und C, Fig. 376^c) für das größte Windmoment $M_w = \frac{1}{8}wbh^2$, gegenüber den lotrechten Lasten aber als Säulen zu berechnen.

Bei großer Gebäudelänge werden außer den Giebelwänden noch ein oder mehrere, nach Fig. 375^b, ^c oder ^d ausgebildete Ständerpaare als Stützpunkte für den Windträger benutzt, um zu große Querschnittsabmessungen zu vermeiden (Fig. 377). 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. 104 (vgl. auch Fig. 521).

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. 378).

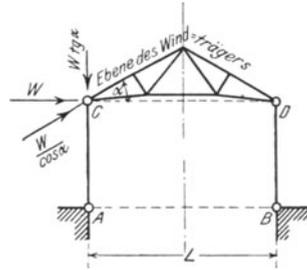


Fig. 378.

2. Der Winddruck auf die Giebelwand

wird von den Pfosten (Fig. 379^b) aufgenommen und teils in die untere Schwelle und durch diese in das Fundament, teils auf den der Wand am nächsten liegenden Wind-

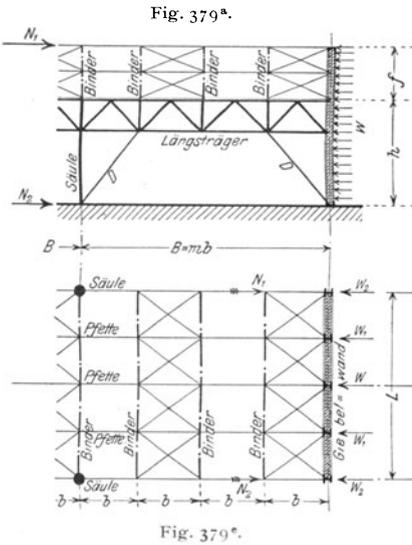


Fig. 379^c.

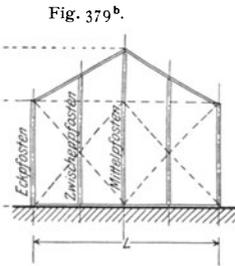


Fig. 379^b.

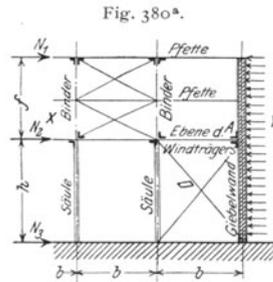


Fig. 380^a.

verband der Dachkonstruktion (Fig. 379^c), durch diesen auf die Säulenköpfe und von dort endlich durch die in den Längswänden angeordneten Streben (D , Fig. 379^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 $M_w = \frac{1}{8} \mathfrak{B} (h + f)$.

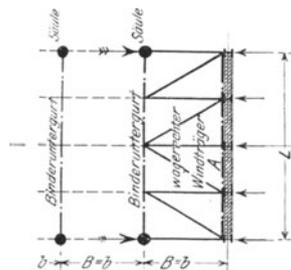
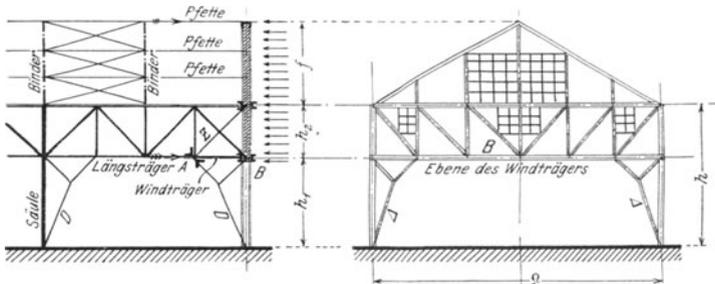


Fig. 380^b. Schnitt $x-y$.

Dieses Moment erfordert bei großen Gebäudehöhen h beträchtliche Pfostenquerschnitte; es ist dann zweckmäßig, in der Ebene des Binderuntergurts einen besonderen Windträger anzuordnen (Fig. 380, vgl. auch Fig. 376 und 377), der die Spannweite der Pfosten auf das Maß h verkleinert und die auf ihn von den Pfosten übertragenen wagerechten Stützdrücke als Parallelträger (Fig. 380^b) auf die Längswände und durch die in diesen angeordneten Streben (D , Fig. 374^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. 381 unterhalb des Binderuntergurts angeordnet. Seine innere Gurtung (A , Fig. 381^a) wird dann zur Vermeidung der Durchbiegung durch das eigene Gewicht entweder an den Binderknotenpunkten oder durch besondere Streben (Z , Fig. 381^a) an der Giebelwand selbst aufgehängt. Statt des einen können im Bedarfsfalle auch mehrere Windträger in passenden Höhenentfernungen übereinander angeordnet werden.

Fig. 381^a.Fig. 381^b.

Bei unten offenen Hallen (Fig. 381^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. 382) sind:

1. Die Stufen, entweder volle Blockstufen oder in die lotrechten 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 $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangene

Treppen $s = \frac{16 \text{ bis } 18 \text{ cm}}{\leq 24 \text{ cm}}$, 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. 382 links) oder aber in gleicher Höhe mit den Stufen (eingeschobene Treppe, Fig. 382 rechts). Die Entfernung der Wangen voneinander, d. i. die Treppenbreite B , beträgt für $\frac{\text{viel}}{\text{wenig}}$ begangene Treppen $\frac{\text{min. } 1,2 \text{ m}}{0,5 \text{ bis } 0,6 \text{ m}}$, 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, die zusammen einen Treppenlauf bilden. Je nach der Form der Treppenläufe teilt man die Treppen in gerade, gewundene und Wendeltreppen (Fig. 394). An der freien Seite eines jeden Treppenlaufs und Podests befindet sich ein

4. Geländer, das aus der Handleiste (oder Holm) und den diese tragenden Pfosten besteht; diese sind entweder eng (Fig. 382 links) oder aber weit (Fig. 382 rechts) gestellt und erfordern dann zum Schutz gegen Durchfallen eine aus Zwischenpfosten und Riegeln einfach oder verziert ausgeführte Geländerfüllung.

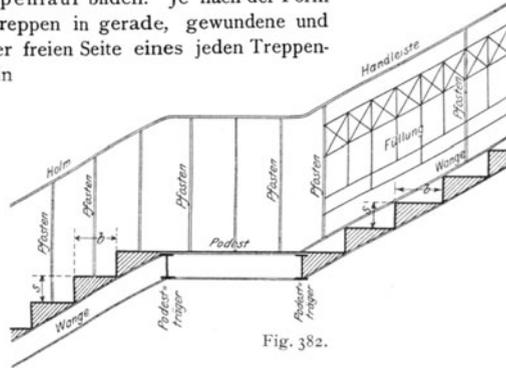


Fig. 382.

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

viel
.....
wenig

 begangene Treppen $\frac{500}{250}$ kg/qm beträgt; für leiterförmige Treppen genügt die Berücksichtigung einer Einzellast von $\frac{400}{200}$ kg für die Wangen
Stufen;
 - c) bei im Freien liegenden Treppen die Schneelast von 75 kg/qm Grundriß;
- wagrecht:**
- a) eine am Holm angreifende gleichförmig verteilte Geländerlast, die bei

viel
.....
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

fehlenden
.....
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. 34^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. 383); 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. 383) den Horizontalschub H_1 als statisch unbestimmte Größe ein, so ergeben sich die Stützdrücke zu $N_1' = 0,5 Q_1 + H_1 \operatorname{tg} \alpha$ und man erkennt leicht, daß die $N_1'' = 0,5 Q_1 - H_1 \operatorname{tg} \alpha$ nur lotrecht belastete Wange ohne Rücksicht auf H_1 nach Fig. 34^b berechnet werden darf.

4. Der Podestträger ist belastet:

lotrecht (Fig. 383^b) mit der gleichförmig verteilten Podestlast Ω und den Stützdrücken N_I' bzw. N_{II}' der ab- bzw. aufsteigenden Wange;
 wagerecht (Fig. 383^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. 383) zu gelangen, setzen wir alle Treppenläufe und Podeste voll belastet voraus; soweit diese nicht an den betrachteten Podestträger B (Fig. 383) 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. 383^b bzw. 383^c, durch die in Fig. 383^{b1} bzw. 383^{c1} dargestellten und setzen endlich den Podestträger B (Fig. 383^d) in wagerechter Richtung als über die ganze Spannweite Ω freitragend voraus. Er erleidet denn in der Mitte

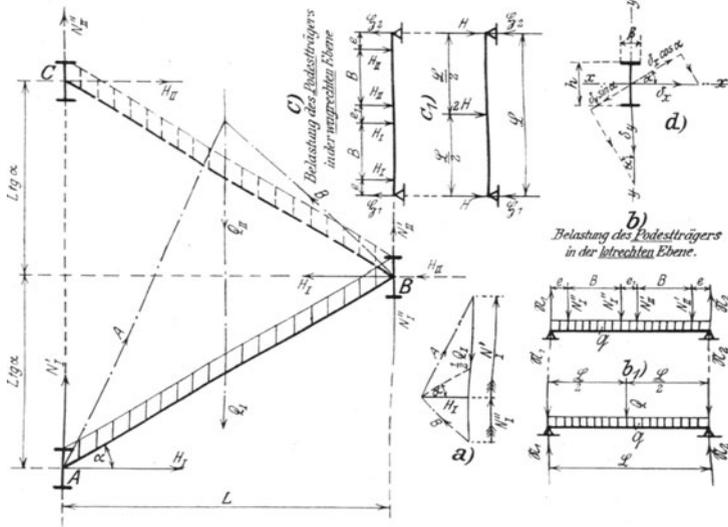


Fig. 383.

lotrechte Durchbiegung (Fig. 383^{b1}) $\delta_y = \frac{\Omega^3}{48 E J_x} (Q + \frac{1}{8} \Omega)$ und die wagerechte Durchbiegung

(Fig. 383^{c1}) $\delta_x = \frac{H \Omega^3}{24 E J_y}$; zerlegt man beide parallel und rechtwinklig zur Wange, so ergibt sich die in die Richtung der Wange fallende Durchbiegung (Fig. 383^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

$$60) \quad H = \frac{1}{2} \frac{J_y}{J_x} (Q + \frac{1}{8} \Omega) \operatorname{tg} \alpha.$$

Da sich nach Fig. 383^{b1} und 383^{c1} die Momente zu $M_y = \frac{\Omega}{4} (Q + \frac{1}{8} \Omega)$ und $M_x = \frac{H \Omega}{2} = \frac{\Omega \operatorname{tg} \alpha J_y}{4 J_x} (Q + \frac{1}{8} \Omega)$, nach Fig. 383^d aber die Widerstandsmomente zu $W_x = \frac{2 J_x}{h}$ und $W_y = \frac{2 J_y}{\beta}$

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 \square NP. 22 der Wert $\beta = 2(8,0 - 2,1) = 11,8$ cm einzuführen.

ergeben, so berechnet sich die größte Spannung im Podestträger zu

$$61) \sigma_{\max} = \frac{\Omega}{4W_x} \left\{ Q \left(1 + \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) + \frac{1}{2} \Omega \left(1 + \frac{5}{4} \frac{\beta}{h} \operatorname{tg} \alpha \right) \right\}.$$

Ist z. B. für den aus I-NP. 22 mit $\beta = 98 \text{ mm}$ und $W_x = 278 \text{ cm}^3$ gebildeten Podestträger die Wangenlast $\frac{Q}{\Omega} = \frac{2500}{2200} \text{ kg}$, $\Omega = 2,8 \text{ m}$, $\operatorname{tg} \alpha = 0,6$, 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 I-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- oder Eisenbetonplatte derart miteinander verbunden sind, daß ihr waagrechter Biegungswiderstand den Horizontalschub auf die Längsmauern zu übertragen vermag.

5. Die **Handleiste** bildet einen gleichförmig mit der Geländerlast (60 bis 120 kg/m) belasteten Träger auf 2 Stützen, dessen Spannweite gleich der Entfernung der sie tragenden Pfosten ist.

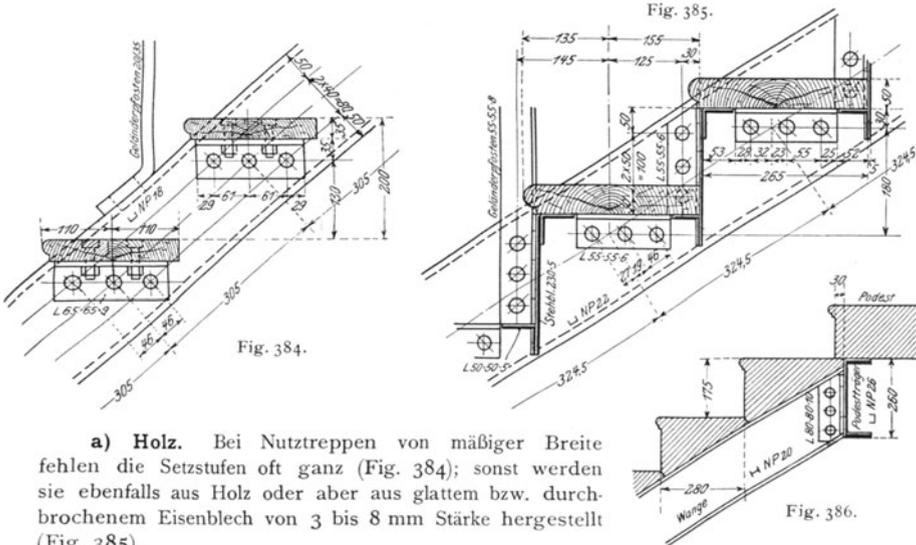
6. Die **Pfosten** bilden am Fußpunkt eingespannte Balken, an deren freiem Ende die Stützdrücke der anschließenden Holmfelder als Einzellasten wirken; ihr Anschluß an die Wangen bzw. Podestträger ist nach Gl. 8) und 9) zu berechnen.

B. Konstruktion der Treppen.

Man unterscheidet gemischt eiserne Treppen, bei denen das Eisen hauptsächlich nur für die tragenden Wangen und Podestträger verwendet wird, und rein eiserne, in allen Teilen aus Eisen hergestellte Treppen.

1. Gemischt eiserne Treppen.

Die Wangen sind aus I , H , Blech- oder Fachwerkträgern, bei untergeordneten Treppen mit geringer Breite und Nutzlast auch wohl aus Flacheisen hergestellt; die Stufen werden gebildet aus:



a) **Holz.** Bei Nutztreppen von mäßiger Breite fehlen die Setzstufen oft ganz (Fig. 384); sonst werden sie ebenfalls aus Holz oder aber aus glattem bzw. durchbrochenem Eisenblech von 3 bis 8 mm Stärke hergestellt (Fig. 385).

b) **Stein.** Es werden entweder Blockstufen aus Werk- oder Kunststein verwendet (Fig. 386), die sich von Wange zu Wange freitragen, oder aber es wird zwischen den Wangen bzw. den Podesten eine ebene oder gewölbte Füllung aus Ziegelsteinen, Beton oder Eisenbeton (vgl. 7. Kap.) gespannt, auf der die aus Werk-, Ziegelstein oder Beton hergestellten, oben mit einem Holz- oder Estrichbelag versehenen Stufen aufrufen.

2. Rein eiserne Treppen.

Neben flußeisernen Wangen aus I, H, L, Blech- oder Fachwerkträgern kommen bei Ziertreppen auch gußeiserne Wangen zur Verwendung. Die Stufen werden gebildet aus:

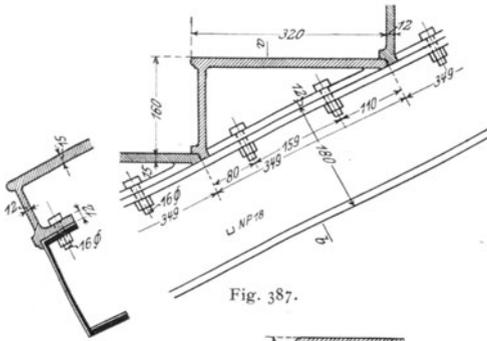


Fig. 387.

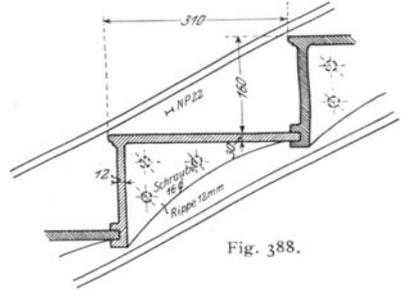


Fig. 388.

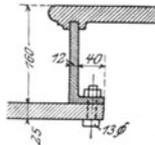


Fig. 389.

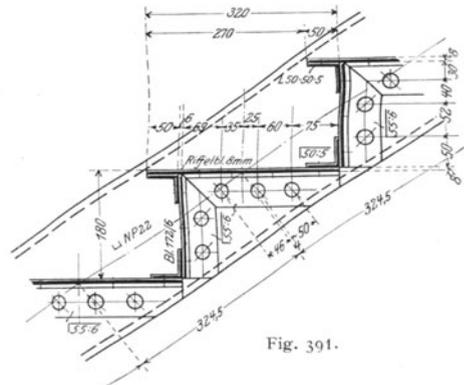


Fig. 391.

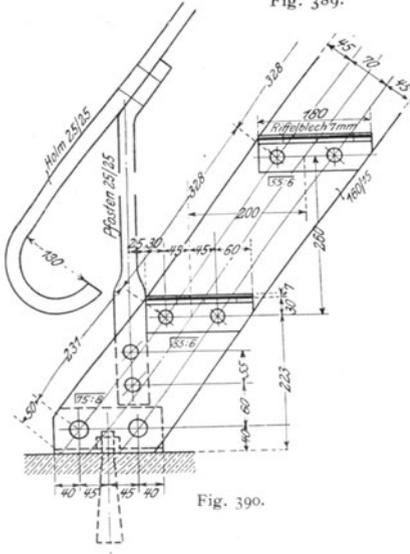


Fig. 390.

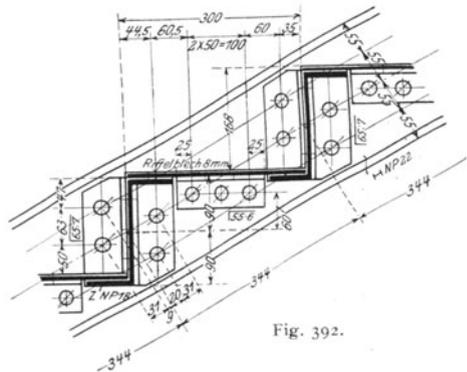


Fig. 392.

a) **Gußeisen.** Tritt- und Setzstufe werden entweder in einem Stück gegossen und gegenseitig durch Rippen versteift, wie es Fig. 387 für eine aufgesattelte, Fig. 388 für eine eingeschobene Treppe zeigt, oder aber jede für sich gesondert (Fig. 389), 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 Winkelleisen an die Wangen angeschlossen (Fig. 390) und bei mehr als etwa 0,6 m Treppenbreite an den Rändern durch Winkel-eisen 45·45·5 bis 55·55·8 gesäumt wird. Die Setzstufen fehlen bei wenig begangenen Nutstufen oft ganz (Fig. 390); sonst werden sie aus glattem oder durchbrochenem Blech von 4 bis 6 mm Stärke gebildet und an die Trittstufen und Wangen mit Winkelleisen angeschlossen (Fig. 391); bei schwer belasteten, breiten Nutstufen ist ihre Ausbildung aus \perp - oder Z-Eisen (Fig. 392) zur Verminderung der Nietarbeit zweckmäßig.

Eine besondere Art eiserner Treppen mit fachwerkförmig gegliederten Wangen bilden die Joly-Treppen des Eisenwerks Joly-Wittenberg (Fig. 393). Die Gurtungen a und b der Wangen und Podestträger werden ebenso wie die Diagonalen d aus Flacheisen geschmiedet; die Vertikalen bestehen aus unten mit Gewinde versehenen Bolzen e , über die zur Sicherung des lotrechten Abstandes aller Teile einfach oder verziert aus 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 Nutstufen wie in Fig. 393 ganz; sonst werden sie aus glattem oder durchbrochenem Blech oder aus Kunstguß hergestellt und in Nuten der Hülsen befestigt.

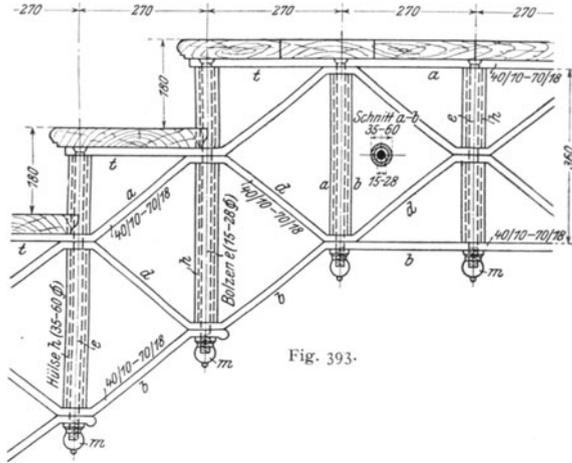


Fig. 393.

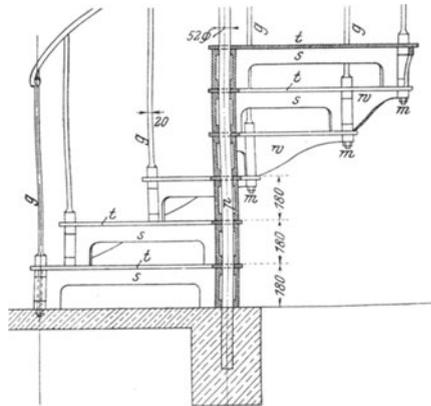
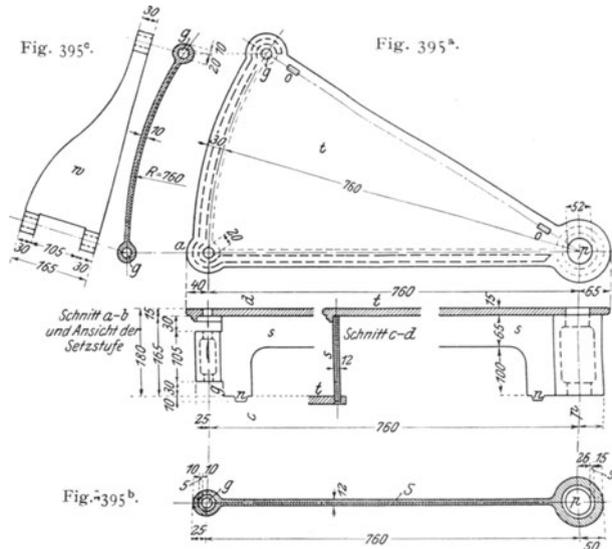


Fig. 394.

3. Die Wendeltreppen

(Fig. 394) werden mit 0,6 bis 2,5 m ϕ in Guß oder Flußeisen hergestellt. Sie bestehen aus der Spindel p (Fig. 394 und 395), 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 Kreis ausschnitt geformten Trittstufen (Fig. 395^a) geschoben, die im Kreismittelpunkt mit einer dem Spin-



durchmesser entsprechenden Bohrung p 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. 395^b) gewahrt, die ebenfalls mit den Bohrungen p 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. 395^c), das im Grundriß nach dem Kreisbogen geformt und an den beiden 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. 394) gesteckt und unten mit Gewinde versehen, so daß durch Anziehen der Muttern m alle Teile fest zusammengepreßt werden können.

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. 396) 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. 396^b) und solche mit oben (über oder nahe der Obergurtebene, Fig. 396^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. 396^{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.

Fig. 396^b.

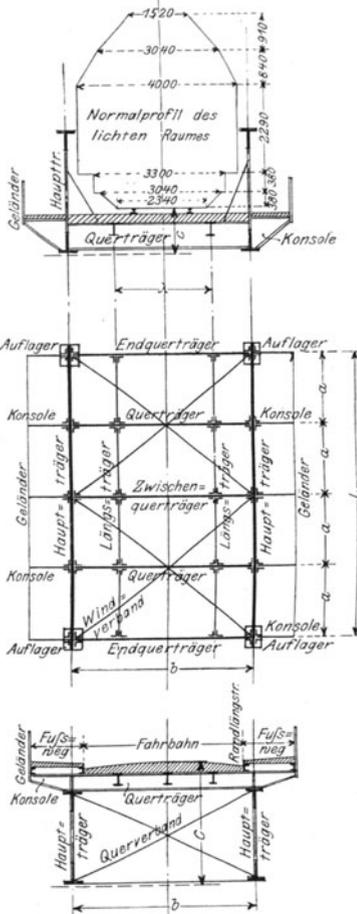


Fig. 396^a.

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 Hängebrücke, wenn der wagerechte Gegendruck der Widerlager nach innen außen 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. 430) oder aber zwischen Fahrbahn und Fußwegen (Fig. 396^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. 396^a) als auch mehrere (Fig. 449 und 499) 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. 449 und 441) unterstützt sind.

Zur Verbindung der Hauptträger zu einem in sich unverschieblichen räumlichen Fachwerk dienen

f) die Wind- und Querverbände, deren verschiedene Anordnungen im 3. Kap. besprochen sind. Sind 2 Windverbände oder aber 1 Windverband und Querverbände in allen Vertikalebene vorhanden (Fig. 70 bis 75), so heißt die Brücke eine geschlossene im Gegensatz zu einer offenen (Fig. 76), 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, Zahlentafel IV.

I. Die Fahrbahntafel.

1. Die Querschwellen

aus Holz bilden Träger auf 2 Stützen von der Freilage λ (Fig. 397), 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
$\frac{b}{h} =$	$\frac{22}{16}$	$\frac{22}{18}$	$\frac{24}{24}$	$\frac{24}{26}$	$\frac{26}{28}$	$\frac{28}{30}$	$\frac{28}{32}$	cm

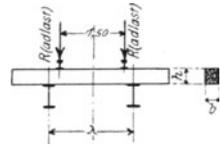


Fig. 397.

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	$\frac{7}{5}$	$\frac{8}{6}$	$\frac{9}{7}$	$\frac{10}{7}$	mm

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. 404 und Aufg. 80).

II. Die Längsträger.

Die Längsträger bilden Balken auf 2 Stützen von der Spannweite a (= Entfernung der Querträger, Fig. 396^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. 397), so entfällt auf jeden Längsträger die halbe Gleislast. Liegt dagegen in der Krümmung die Gleisachse um das Maß e (Fig. 398) gegen die Brückenachse verschoben, so entfällt unter der Voraussetzung, daß der Eisenbahzug 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.

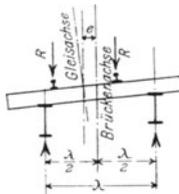


Fig. 398.

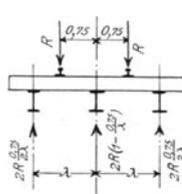


Fig. 399.

b) Drei Längsträger für ein Gleis.
 Fallen Gleis- und Brückenachse zusammen (Fig. 399), so entfällt auf den inneren Längsträger das $\left(1 - \frac{0,75}{\lambda}\right)$ fache, auf je den 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. 449), 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 Querschwellen oberbau zwischen den Obergurten der Längsträger einen wagerechten Verband an, um die durch den Wind erzeugten Biegemomente herabzumindern. Für den in Fig. 400 dargestellten Fall berechnet sich das größte Windmoment für jeden der beiden Längsträger zu

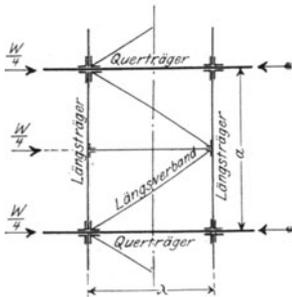


Fig. 400.

$$\mathfrak{M}_n = \frac{1}{2} \cdot \frac{450}{8} \left(\frac{a}{2}\right)^2 = \frac{450}{64} a^2.$$

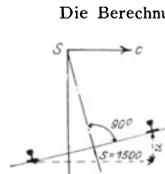


Fig. 401.

Die Berechnung des wagerechten Verbandes erfolgt unter Annahme einer in seiner Mitte wirkenden Einzellast $P = 4,0$ t, die in der Horizontalen die Spannkraft $\pm 4,0$ t, in der Diagonalen die Spannkraft $\pm \frac{2,0}{\sin \alpha}$ 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 voll-

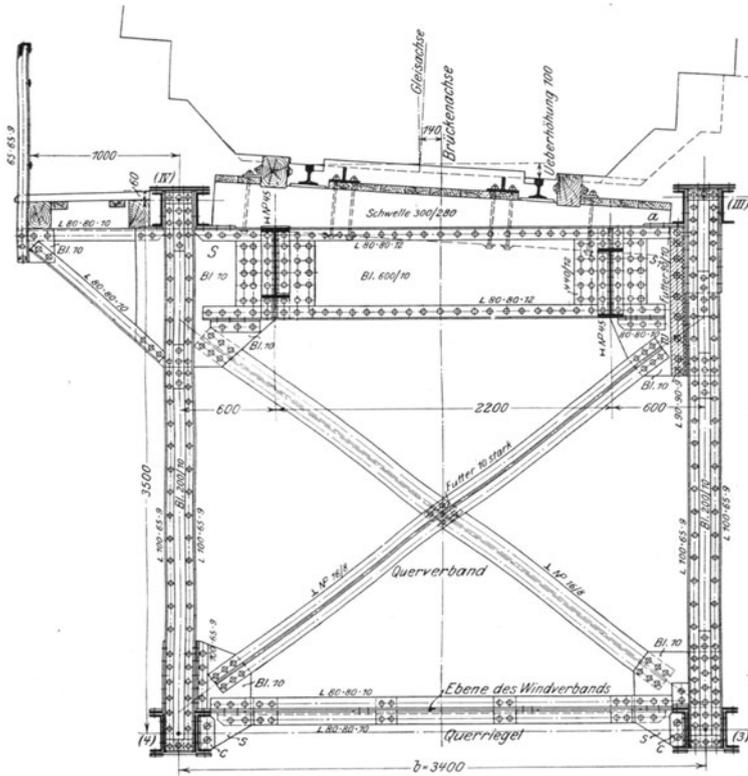
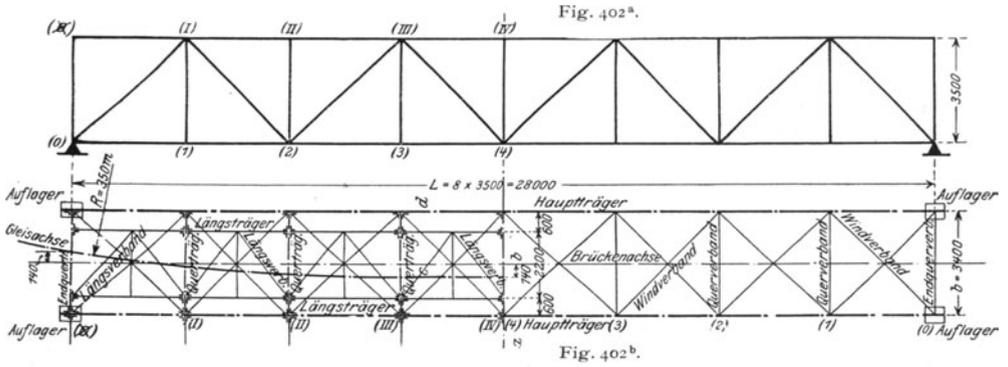
wandiger Verband unmittelbar auf die Querträger überführt.

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 ϕ , die in Hauptträgermitte ein gleich großes Moment erzeugen würde, aus der Gleichung $\frac{1}{8} \phi L^2 = M_{\max}$ zu

$$63) \quad \phi = \frac{8 M_{\max}}{L^2}.$$

Ist nun (Fig. 401) u die Schienenüberhöhung, $s = 1,5$ m die Schienenentfernung, so ergibt sich die durch die Fliehkraft erzeugte wagerechte gleichförmig verteilte Belastung zu

$$64) \quad c = p \frac{u}{s}.$$



Aufgabe 76. Wie groß ist die Fliehkraft bei der in Fig. 402 in Aufriß, Grundriß und Querschnitt dargestellten Fachwerkbrücke von $L = 28,0$ m Spannweite?

Auflösung. Nach Zahlentafel IV des Anhangs ist für Lastenzug A : $M_{\max} = \frac{728,2}{855,4}$ mt, daher nach Gl. 63): $p = \frac{8 \cdot 728,2 : 28,0^2}{8 \cdot 855,4 : 28,0^2} = 7,43$ t/m, folglich mit $u = 100$ mm nach Gl. 64): $c = \frac{7,43 \cdot 0,1 : 1,5}{8,73 \cdot 0,1 : 1,5} = \frac{0,50}{0,58}$ t/m.

Das Moment im Längsträger berechnet sich wie bei a), indem der Zahlenwert 450 kg/m durch c kg/m ersetzt wird, kann aber immer dann vernachlässigt werden, wenn die Längsträger unter der Voraussetzung eines auf der Brücke stillstehenden Zuges (Fig. 398) berechnet werden.

Da Wind und Fliehkraft in Schwerpunkt S der Fahrzeuge (Fig. 401) angreifen, der 1,5 m über

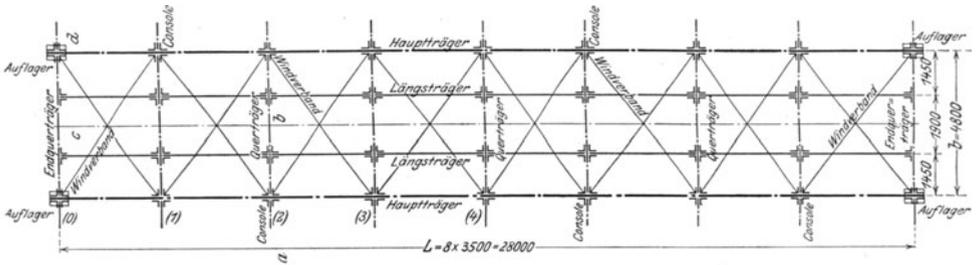
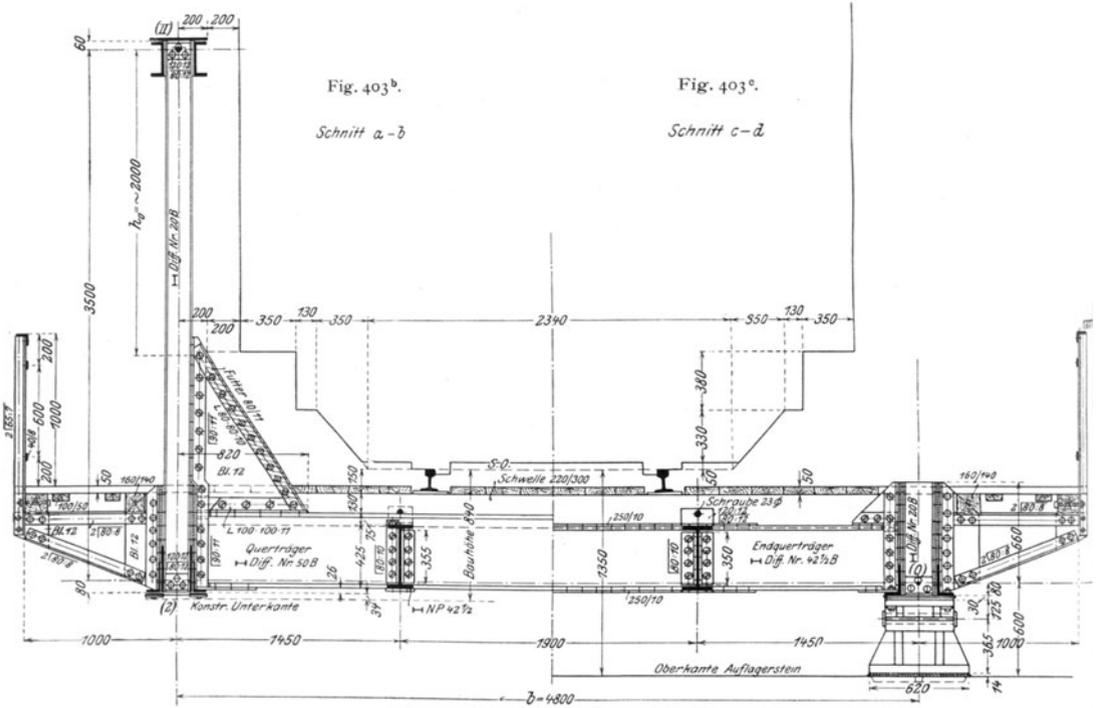


Fig. 403^a.



Schienenoberkante (S.O.) anzunehmen ist, so ergeben sie auf Längsträgeroberkante bezogen ein Drehmoment, das den windab gelegenen Längsträger in lotrechter Richtung be-, den andern entlastet. Diese Vergrößerung der lotrechten 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 **Anfahwiderstand** beanspruchen 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 geeigneten 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, bei Brücken in Kurven aber nur dann berücksichtigt, wenn sie größer als die Fliehkraft sind.

Aufgabe 77. Es sollen die Längsträger der in Fig. 403 im Grundriß und Querschnitt, in Fig. 141 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; $k_l = 2 k_s$.

Auflösung. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m.

1. Ständige Last. Schienen, Schwellen, Bohlenbelag 340 kg/m; Eigengewicht 160 kg/m; insgesamt $p_0 = 500$ kg/m. Daher die Gesamtlast $P_0 = 500 \cdot 3,5 = 1750$ kg und das größte Moment $M_0 = 1,75 \cdot \frac{3,5}{8} = 0,77$ mt.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs wird $M_v = \frac{1}{2} \cdot 21,61 = 10,81$ mt.

3. Winddruck. Nach Gl. 61) wird für einen Längsträger

$$M_w = \frac{1}{2} \cdot \frac{0,45 \cdot 3,5^3}{8} = 0,35 \text{ mt.}$$

4. Größte Beanspruchung. Das gewählte $\text{H-NP. } 42\frac{1}{2}$ hat $W_x = 1739$ cm³ und $W_y = 176$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung

$$\sigma = \frac{0,77 + 10,81}{1739} \cdot 10^6 = 45 + 620 = 665 \text{ kg/qcm}$$

ohne und

$$\sigma' = 665 + \frac{0,35}{176} \cdot 10^6 = 665 + 200 = 865 \text{ kg/qcm}$$

mit Berücksichtigung des Winddrucks.

5. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 0,9$ t, von der Verkehrslast nach Zahlentafel IV des Anhangs $N_v = \frac{1}{2 \cdot 3,5} (85,5 + 0,5 \cdot 57) = 16,3$ t, insgesamt $N = 17,2$ t. Die zum Anschluß gewählten 5 doppelschnittigen Niete von 20 mm ϕ haben $2 \cdot 5 \cdot 3,1 = 31,0$ qcm Scherfläche, erleiden daher bei $15,3$ mm Stegstärke die Beanspruchung

$$\text{auf Abscheren } \sigma_s = \frac{17200}{31,0} = 560 \text{ kg/qcm,}$$

$$\text{auf Lochleibung } \sigma_l = \frac{17200}{5 \cdot 2,0 \cdot 1,53} = 1130 \text{ kg/qcm.}$$

Im Querträger ($\text{H-Diff. Nr. } 50 \text{ B}$ vgl. Aufg. 79) sind zum Anschluß 4 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $2 \cdot 4 \cdot 4,2 = 36,6$ qcm Scherfläche angeordnet, deren Spannungsberechnung sich bei $19,4$ mm Stegstärke erübrigt.

Aufgabe 78. Es sollen die Längsträger der in Fig. 404 im Grundriß und Querschnitt, in Fig. 141 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. $l = 1,65$ m.

1. Ständige Last. Vom Nebenquerträger wirkt in der Mitte die Einzellast $1,1$ t (vgl. Aufg. 79); als Dreiecklast entfällt bei $2,0$ t Eigengewicht eines $1,65 \cdot 1,75$ m großen Feldes des Buckelblechbelags (vgl. Aufg. 79) zweimal je die Kraft $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t; Eigengewicht $0,4$ t; daher (Fig. 405) $P_0 = 1,1 + 2 \cdot 1,0 + 0,4 = 3,5$ t und $M_0 = 0,4 \cdot \frac{3,5}{8} + 1,1 \cdot \frac{3,5}{4} + 1,0 \cdot \frac{1,75}{2} = 2,01$ mt.

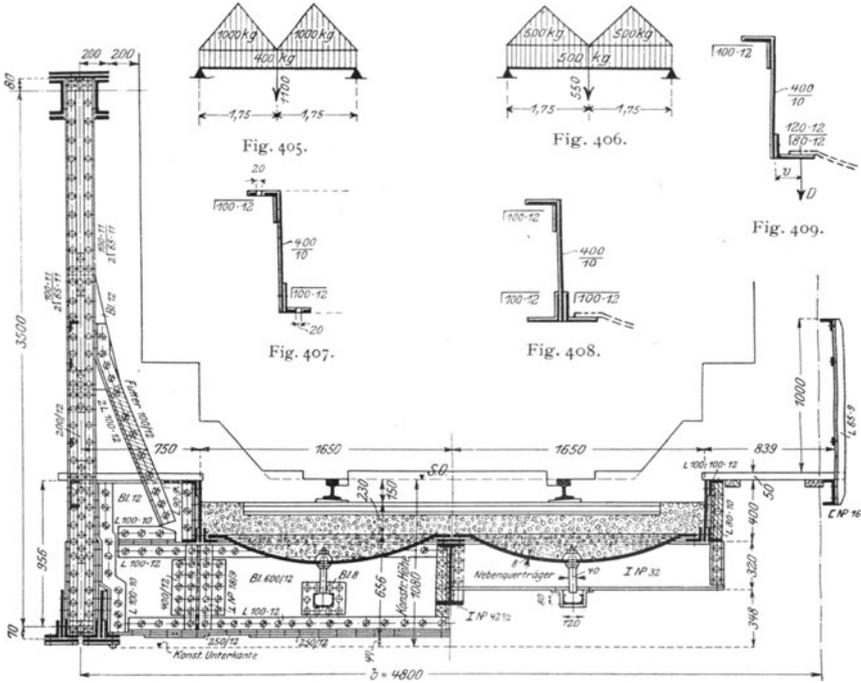


Fig. 404^b. Schnitt a-b.

Fig. 404^c. Schnitt c-d.

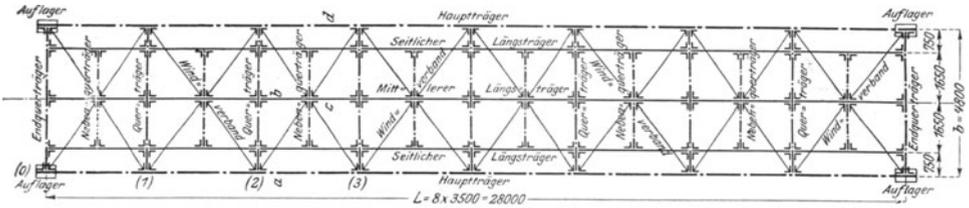


Fig. 404^a.

2. Verkehrslast. Da auf den mittleren Längsträger das $\left(1 - \frac{0,75}{1,65}\right) = 0,55$ 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 $\text{H NP. } 42\frac{1}{2}$ hat $W_x = 1739 \text{ cm}^3$,¹⁾ erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{2,01 + 11,89}{1739} \cdot 10^9 = 116 + 684 = 800 \text{ kg/qcm}$.

¹⁾ Da nur im gedrückten Flansch Nietlöcher für den Anschluß der Buckelbleche erforderlich sind, kann das Widerstandsmoment ohne Rücksicht auf die Nietverschwächung eingeführt werden.

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. 77.

II. Die äußeren Längsträger. $a = 3,5$ m.

1. Ständige Last. In der Mitte wirkt vom Nebenquerträger die Einzellast 0,55 t (vgl. Aufg. 79), ferner als Dreiecklast vom Buckelblechbelag zweimal je 0,5 t; Eigengewicht und Bohlenbelag des Fußwegs 0,5 t; daher (Fig. 406) $P_0 = 0,55 + 2 \cdot 0,5 + 0,5 = 2,05$ t und $M_0 = 0,5 \cdot \frac{3,5}{8} + 0,55 \cdot \frac{3,5}{4} + 0,5 \cdot \frac{1,75}{2} = 1,14$ mt.

2. Verkehrslast. Da auf den äußeren Längsträger das $\frac{0,75}{2 \cdot 1,65} = 0,23$ fache der Gleislast entfällt, so wird $M_v = 0,23 \cdot 21,61 = 4,97$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil (Fig. 407) $\frac{400}{10} + 2 \sqrt{100:12}$ hat $W = 850$ cm³ bei Berücksichtigung der Nietverschwächung, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{1,14 + 4,97}{850} \cdot 10^5 = 135 + 585 = 720$ kg/qcm.

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 Gurtwinkelisen von demselben Profil (Fig. 408) erreicht, das beim Anschluß des Nebenquerträgers (Fig. 468) unterbrochen werden darf, da es ja bei der Querschnittsermittlung nicht mit in Rechnung gezogen wurde. Wenig empfehlenswert ist die Anordnung nach Fig. 409, bei der das unten angeordnete ungleichschenklige Winkelisen wegen des vergrößerten Moments D_v nicht nur selbst, sondern auch in seinen Anschlußnieten sehr ungünstig beansprucht ist.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,0$ t, von der Verkehrslast $N_v = \frac{0,23}{3,5} (85,5 + 0,5 \cdot 57) = 7,5$ t, insgesamt $N = 8,5$ 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. 396^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. 410 zu

$$P_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$$

Das in Fig. 410^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 $L = 2a$ überein, wenn deren Höhe von $\frac{L}{4} = \frac{a}{2}$ auf 1 vermindert wird; man erhält daher auch

$$65) \quad P_v = \frac{2 M_{\max}}{a},$$

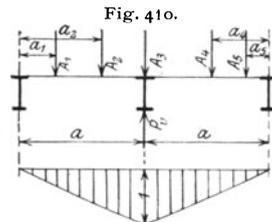


Fig. 410.

Fig. 410^a.

wo M_{\max} der Zahlentafel IV des Anhangs zu entnehmen ist. Beispielsweise wird für $a = 3,2$ m ($L = 6,4$ m) für Lastenzug $\frac{A}{B} : M_{\max} = \frac{57,00 + 0,4 \cdot 16,4}{61,88 + 0,4 \cdot 23,1} = \frac{63,56}{71,12}$ mt, daher $P_v = \frac{2 \cdot 63,56 : 3,2}{2 \cdot 71,12 : 3,2} = 39,7$ t, $44,5$

Der auf den Endquerträger entfallende Gesamtdruck \mathfrak{P}_v der Achslasten berechnet sich nach Fig. 411 zu $\mathfrak{P}_v = A_3 + A_1 \frac{a_1}{a} + A_2 \frac{a_2}{a} + \dots$

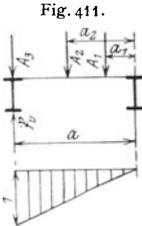


Fig. 411.

Das in Fig. 411* 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 $\frac{A}{B} : \mathfrak{P}_v = \frac{85,5 + 0,2 \cdot 57}{90,0 + 0,2 \cdot 60} = \frac{96,9}{102,0}$ t, daher $\mathfrak{P}_v = \frac{96,9 : 3,2}{102,0 : 3,2} = 30,3$ t, $31,9$

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.

Fig. 411*.

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;

ihre Einfluß wächst mit der Spannweite b , d. h. mit der Breite der Brücke, und muß bei Brücken in geeigneten Strecken und vor Bahnhöfen stets, im übrigen bei ein- oder zwei-gleisigen Brücken von etwa

$L = \frac{30}{20}$ m an durch Anordnung eines besonderen vollwandigen oder fächerförmig gegliederten Bremsverbandes berücksichtigt werden, der zweckmäßig in den Windverband eingeschaltet und

bei Brücken ohne (Fig. 412) mit (Fig. 413) längsverschieblicher Unterbrechung der Fahrbahn am besten in Brückenmitte an beiden Auflagern angeordnet wird, um die Längsträgeranschlüsse tunlichst von Zusatzspannungen freizuhalten.

Bei in der Wagerechten liegenden ein- oder 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

Fig. 412.

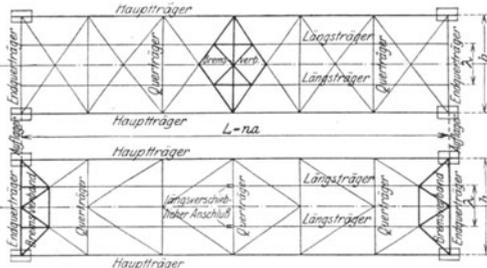


Fig. 413.

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 $L \leq 50$ m zu $\frac{1}{7}$ des auf der Brücke stehenden Lokomotiven- + Tender- + Wagen- gewichts, $L > 50$ Lokomotiven- + Tender- + $\frac{1}{3}$ Wagen- gewichts, genügend genau zu 1,1 t/m Gleis, der entgegen der Fahrtrichtung wirkende Anfahrwiderstand zu $\frac{1}{7}$ der Triebachsenbelastung eingeführt.

Aufgabe 79. Es sind die Querträger der in Fig. 141 und 403 dargestellten Fachwerkbrücke unter Zugrundelegung der in Aufg. 77 eingeführten zulässigen Beanspruchungen zu berechnen.

Auflösung. I. Die Zwischenquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m. $\lambda = 1,9$ m.

1. Ständige Last. An jedem Längsträgeranschluß (Fig. 414)

wirkt nach Aufg. 77 die Einzellast $2 \cdot \frac{1,75}{2} = 1,75$ 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.

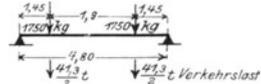


Fig. 414.

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 I-Diff. 50 B hat $W = 4451$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{3,14 + 30,45}{4451} \cdot 10^8 = 70 + 680 = 750$ 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 $\sigma_s = \frac{23300}{33,6} = 700$ kg/qcm bzw. $\sigma_t = \frac{23300}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,94} = 1310$ 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. 77 die Einzellast $1,75 \cdot \frac{2,2}{2,5} = 1,1$ 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 I-Diff. 42 $\frac{1}{2}$ + 2 $\cdot \frac{250}{10}$ (Fig. 415) hat $W = 3470$ cm³ bei Berücksichtigung der Nietverschwächungen, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{2,14 + 23,64}{3470} \cdot 10^8 = 60 + 680 = 740$ kg/qcm.

Da die Linie der größten Momente hinreichend genau als durch gerade Linien nach Fig. 416 begrenzt angenommen werden darf, wobei nur für das Eigengewicht von 0,9 t ein geringer, praktisch bedeutungsloser Fehler gemacht wird, so folgt, daß das I-Diff. 42 $\frac{1}{2}$ mit $W = 3210$ cm³ für sich allein bis auf eine Entfernung x vom Auflager genügt, die sich aus der Gleichung $25,78 \cdot \frac{x}{1,45} = 3210 \cdot 750$ zu $x = 1,35$ m berechnet. Zum Anschluß einer Lamelle

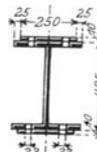


Fig. 415.

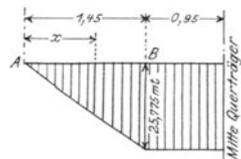


Fig. 416.

$\frac{250}{10}$ mit $(25,0 - 2 \cdot 2,3) \cdot 1,0 = 20,4$ qcm Fläche sind $20,4 \cdot \frac{750}{700} = 21,9$ qcm Scherfläche, also 6 Niete von 23 mm ϕ mit $6 \cdot 4,2 = 25,2$ 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 $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 1,6$ t, von der Verkehrslast $N_v = \frac{1}{2} \cdot 32,6 = 16,3$ t, insgesamt $N = 17,9$ t. Das Trägheitsmoment des Querschnitts (Fig. 415) beträgt ohne Nietabzug $J = 91900$ cm⁴, das statische Moment einer Lamelle $S = 25,0 \cdot 21,75 = 544$ cm³, daher nach Gl. 24) die kleinste Nietteilung $t_{\min} = 2 \cdot \frac{4,2 \cdot 700 \cdot 91900}{17900 \cdot 544} = 55,5$ cm, da man, wiederum von dem geringen Einfluß des Eigengewichts abgesehen, die vertikale Scherkraft als auf der Strecke AB (Fig. 416) gleichbleibend voraussetzen darf.

Die zum Anschluß gewählten 4 doppelschnittigen Niete mit $f_s = 33,6$ qcm Scherfläche erleiden bei 16 mm Stegstärke die Beanspruchung $\sigma_s = \frac{17900}{33,6} = 540$ kg/qcm bzw. $\sigma_t = \frac{17900}{4 \cdot 2,3 \cdot 1,6} = 1220$ kg/qcm.

Fig. 417^a.

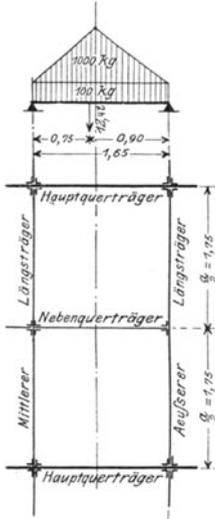


Fig. 417.

Aufgabe 80. Es sind die Querträger der in Fig. 141 und 404 dargestellten Fachwerkbrücke unter Zugrundelegung der in Aufg. 78 eingeführten zulässigen Beanspruchung zu berechnen.

Auflösung. I. Die Nebenquerträger. $b_1 = 1,65$ m. $a_1 = \frac{1}{2} a = 1,75$ m.

1. Ständige Last. Auf ein Feld von $1,65 \times 1,75$ m Grundfläche (Fig. 417) entfällt bei 0,16 m Pfeilhöhe der Buckelbleche die Schotterlast $1,65 \cdot 1,75 (0,23 + \frac{1}{2} \cdot 0,16) 2,0 = 1,8$ 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 $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ t als Dreiecklast; Eigengewicht 0,1 t. Daher die Gesamtlast $P_0 = 1,0 + 0,1 = 1,1$ t und das Moment $M_0 = 0,1 \cdot \frac{1,65}{8} + 1,0 \cdot \frac{1,65}{6} = 0,30$ mt.

2. Verkehrslast. Nach Zahlentafel IV des Anhangs und Gl. 65) wird $P_v = \frac{2 \cdot 21,61}{1,75} = 24,7$ t; hiervon entfällt auf den Nebenquerträger die Hälfte mit 12,4 t, daher nach Fig. 417^a das Moment $M_v = 12,4 \cdot \frac{0,75 \cdot 0,9}{1,75} = 5,07$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte I-NP. 32 hat $W = 781$ cm³, erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{0,30 + 5,07}{781} \cdot 10^6 = 40 + 650 = 690$ kg/qcm.

4. Stützdruck. Anschlußniete. Von der ständigen Last wird $N_0 = \frac{1}{2} P_0 = 0,06$ t, von der Verkehrslast $N_v = 12,4 \cdot \frac{0,9}{1,65} = 6,8$ t, insgesamt $N = 7,4$ t. Zum Anschluß sind 4 doppelschnittigen 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. $\sigma_t = \frac{7400}{4 \cdot 1,6 \cdot 1,15} = 1010$ kg/qcm.

II. Die Hauptquerträger. $b = 4,8$ m. $a = 3,5$ m.

1. Ständige Last. Vom mittleren Längsträger wird nach Aufg. 78 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. 418); ferner wirkt vom Buckelblechbelag zweimal die Dreiecklast $2 \cdot \frac{2,0}{4} = 1,0$ 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

$$I): M_{0I} = \frac{10,8}{2} \cdot 0,75 - 0,25 \cdot \frac{0,75^2}{2} = 3,98 \text{ mt};$$

$$II): M_{0II} = \frac{10,8}{2} \cdot 1,575 - 0,25 \cdot \frac{1,575^2}{2} - 2,05 \cdot 0,825 - 0,5 \cdot \frac{0,825^2}{3} = 6,37 \text{ mt};$$

$$III): M_{0III} = 3,5 \cdot \frac{4,8}{4} + 1,2 \cdot \frac{4,8}{8} + 2,05 \cdot 0,75 + 1,0 \cdot 1,575 = 8,03 \text{ mt}.$$

2. Verkehrslast. Von der gesamten Last $P_v = 42,0$ t (vgl. Aufg. 79) überträgt der mittlere Längsträger nach Aufg. 78 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 $M_{v,I} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 0,75 = 15,75$ mt bzw. $M_{v,III} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 1,575 - 9,45 \cdot 0,825 = 25,28$ mt bzw. $M_{v,III} = \frac{1}{2} \cdot 42,0 \cdot 2,4 - 9,45 \cdot 1,65 = 34,81$ mt.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte Profil $\frac{600}{12} + 4\sqrt{100 \cdot 12} + 1 \frac{340}{12} + 1 \frac{210}{10} + 2 \frac{250}{12}$ (Fig. 419) 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 ($\frac{310}{12}$) 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 $(25,0 - 2 \cdot 2,3) \cdot 1,2 = 24,5$ qcm Fläche sind $24,5 \cdot \frac{800}{750} = 26,1$ qcm Scherfläche, also 7 einschneittige Niete von 23 mm ϕ mit $f_s = 7 \cdot 4,2 = 29,4$ qcm erforderlich; ebenso ergeben sich für den Anschluß einer Lamelle $\frac{310}{12}$ mit $16,4$ qcm Fläche 5 einschneittige Anschlußniete von 23 mm ϕ als erforderlich.

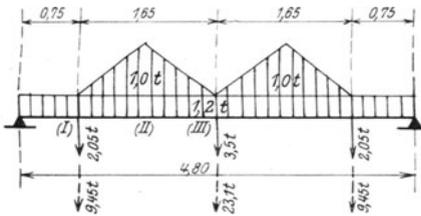


Fig. 418.

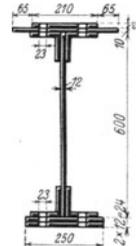


Fig. 419.

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. 8. Zum Anschluß sind 7 doppelschnittige Niete von 23 mm ϕ mit $f_s = 2 \cdot 7 \cdot 4,2 = 58,8$ qcm gewählt; daher $\sigma_s = \frac{26 \cdot 400}{58,8} = 450$ kg/qcm bzw. $\sigma_t = \frac{26 \cdot 400}{7 \cdot 2,3 \cdot 1,2} = 1370$ 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:

¹⁾ Z. B. Dircksen-Schaper, Hilfswerte für das Entwerfen und die Berechnung von Brücken mit eisernem Überbau. Berlin 1913.

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 $F = \frac{M_{\max}}{k h}$ 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 81. Es ist das Eigengewicht der Hauptträger der in Fig. 141 und 403 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. 79 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 Wiederholung der Rechnung ergibt wieder $F = 322$ qcm und $g_0 = 1290$ kg/m, so daß das Gewicht beider Hauptträger einschließlich Wind- und Querverbänden zu rund 1300 kg/m eingeführt werden kann¹⁾.

Aufgabe 82. Es soll das Gewicht der Hauptträger der in Fig. 420 dargestellten Blechträgerbrücke für den Lastenzug A ermittelt werden. $L = 8,0$ m. $h = 0,9 \cdot 1,0 = 0,9$ m. $a = 2,0$ m. $k = 800$ kg/qcm.

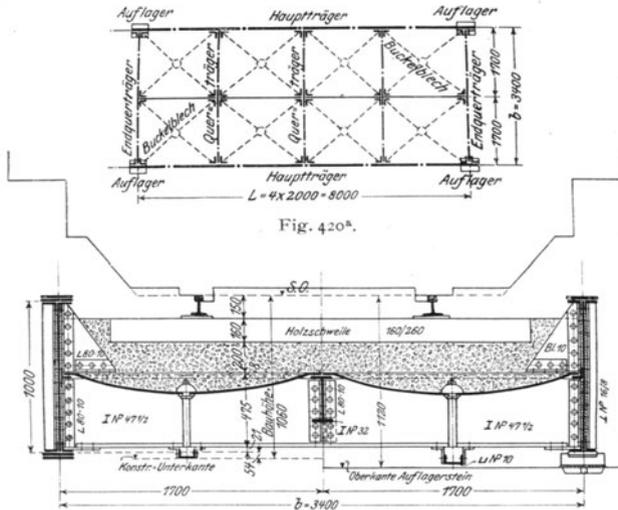


Fig. 420^b. Querschnitt in Mitte.

¹⁾ Nach Dirksen-Schaper a. a. O. ergibt sich $g_0 = 540 + 27 \cdot L = 1296$ kg/m einschließlich der Lager, aber ohne Fußwege.

Auflösung. Die (hier nicht durchgeführte) statische Berechnung des Querträgers liefert $P_0' = 5,2 \text{ t}$; geschätzt wird $P_0'' = 1,8 \text{ t}$, daher $p_0 = \frac{5,2 + 1,8}{2,0} = 3,5 \text{ t/m}$; $M_0 = \frac{1}{8} \cdot 3,5 \cdot 8,0^2 = 28,0 \text{ mt}$; $M_v = 93,5 \text{ mt}$; $M_{\max} = 121,5 \text{ mt}$; $F = \frac{121 \cdot 500}{0,9 \cdot 800} = 170 \text{ qcm}$; $g_0 = 4 \cdot 170 = 680 \text{ kg/m}$; daher der verbesserte Wert $P_0'' = 0,68 \cdot 2,0 = 1,4 \text{ t}$. Die mit diesem Wert erneut durchgeführte Rechnung liefert wieder $F = 170 \text{ qcm}$, so daß das Gewicht beider Hauptträger einschließlich Wind- und Querverbände zu 680 kg/m eingeführt werden kann¹⁾.

Bei Fachwerkträgern wird jeder Stab außer durch die Stabkraft selbst noch durch sein eigenes Gewicht, und zwar auf Biegung beansprucht; diese zusätzlichen Biegungsspannungen brauchen aber nur bei sehr langen Stäben, d. h. bei großen Spannweiten in Rechnung gezogen zu werden und erlauben dann eine Erhöhung der sonst zulässigen Beanspruchung.

2. Verkehrslast.

Zur Berechnung der größten Momente und Querkräfte für ein Gleis dienen die Zahlentafeln IV des Anhangs; ihre Verteilung auf die Hauptträger erfolgt nach folgenden Regeln.

a) Anordnung von zwei Hauptträgern für ein Gleis. $\alpha)$ 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.

$\beta)$ Liegt das Gleis in einer Kurve vom Radius R , so geht die Brückenachse meist durch den Halbiebungspunkt der zugehörigen Pfeilhöhe f (Fig. 421), und es wird bei Zügen, deren Geschwindigkeit geringer als die der Berechnung der Überhöhung u größer

(Fig. 411) zugrunde gelegt ist, der innere 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 $(0,5 + \frac{f}{2b})$ fache der Gleislust berechnet, also die ungünstige Annahme macht, 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. 402 dargestellten Fachwerkbrücke jeder Hauptträger für das $0,5 + \frac{2 \cdot 0,14}{2 \cdot 3,4} = 0,54$ fache der Gleislust zu berechnen sein.

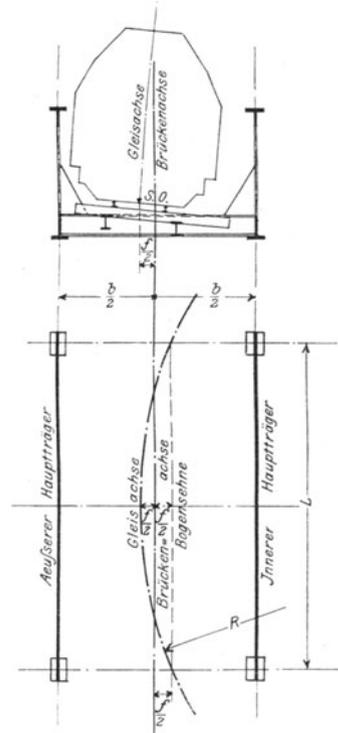


Fig. 421.

¹⁾ Nach Dircksen-Schaper a. a. O. ergibt sich $g_0 = 270 + 49 \cdot 8,0 = 662 \text{ kg/m}$ einschließlich der Lager.

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

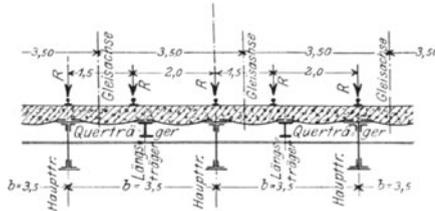


Fig. 422.

(Fig. 422), 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. 422, 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.

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Fig. 402^a, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Querträgers einzuführen.

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. 167—169), deren Entfernung hier auch bei Zugstäben nicht über 1,0 bis 1,5 m betragen soll, bzw. durch eine Vergitterung (Fig. 170) 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 1,3 fache 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.

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/qm 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 Beanspruchung berücksichtigt wird, und endlich unter Vermittlung des Bremsverbandes (Fig. 412 und 413) 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 ihnen, 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. α) Anordnung von zwei Windverbänden (Fig. 423). 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 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. 70), um den Stützdruck desjenigen Verbandes, der außerhalb der durch die Auflagerpunkte bestimmten Ebene liegt, auf diese Punkte zu übertragen.

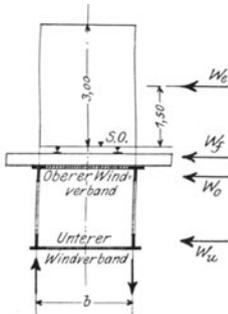


Fig. 423.

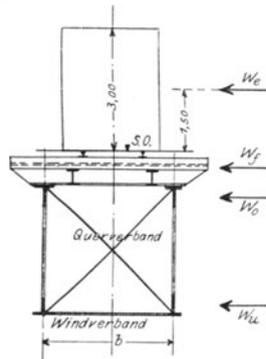


Fig. 424.

β) Anordnung eines Windverbandes (Fig. 424). 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 Querträgererebenen sind Querverbände angeordnet (Fig. 75), die alle nicht unmittelbar in der Ebene des Windverbandes angreifenden Winddrücke, z. B. $W_o + W_f + W_e$

in Fig. 424 auf die Knotenpunkte des Windverbandes zu übertragen haben; die Querträger können als Glieder dieser Querverbände verwendet werden.

Bei Blechträgern bedeuten W_0 und W_u je den Winddruck auf die halbe Blechwand.

b) Fahrbahn unten. $\alpha)$ Anordnung von zwei Windverbänden (Fig. 425). 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. 71 und 73) oder in den Enddiagonalen (Fig. 72) angeordnete Portale unmittelbar auf die Stützpunkte, oder aber, besonders bei gekrümmtem Obergurt, nur über einen Teil der Spannweite (Fig. 74) und gibt dann seine Auflagerdrücke durch Querrahmen an den unteren Windverband ab.

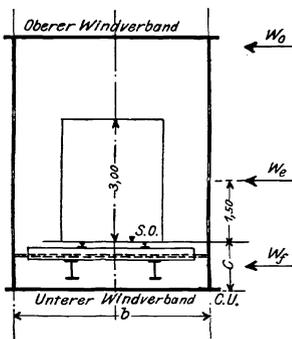


Fig. 425.

$\beta)$ Anordnung eines Windverbandes (Fig. 426) in der Untergurtebene. Da bei Fachwerkträgern der Untergurt durch die Fahrbahn, der Obergurt durch die Fahrzeuge ver-

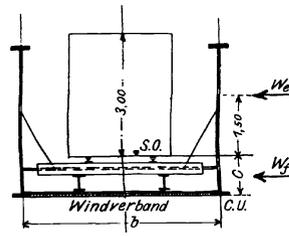


Fig. 426.

deckt 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. 426).

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_e 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. 427) 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. 428), 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.

b) **Fahrbahn unten.** Die Querverbände werden als vollwandige oder fachwerkförmig gegliederte Querrahmen oder Portale in folgenden Formen ausgebildet.

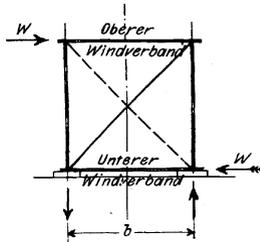


Fig. 427.

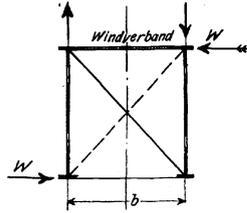


Fig. 428.

a) **Eingespannter Rahmen mit oberem Querriegel** (Fig. 429), An den Querträger AB schließen sich die Vertikalen AC und BD in A und B biegsfest an; die oberen Gelenkpunkte C und D sind durch den Querriegel CD verbunden, der gleichzeitig Glied des oberen Windverbandes ist.

Das Viereck $ABCD$ ist bei $n=4$ Knotenpunkten durch $s=4$ Seiten und $w=2$ Winkel (A und B), insgesamt durch $r=6-2\cdot 4+3$ = einfach innerlich statisch unbestimmt. Die im Punkte C angreifende Windlast W erzeugt im Stab CD nach Gl. 58) (Fig. 375^b) die Druckkraft $\mathfrak{X}=\frac{1}{2}W$, und es ergeben sich danach die in Fig. 429 eingetragenen Stützdrücke und Momente.

Aufgabe 83. Es ist der Querrahmen in der Vertikalen (2,—II) der in Fig. 430 dargestellten Fachwerkbrücke zu berechnen. Die Spannkraft im Stab (2,—II) beträgt

der ständigen	last	=	30,0	t.	h	=	920	kg/qcm
ohne	Verkehrs-		70,0				1070	

ohne Berücksichtigung des Winddrucks.
mit

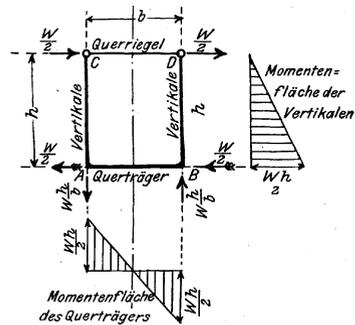


Fig. 429.

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 vorhandene Quer-

belasteter schnitt (Fig. 431) $\frac{300}{12} + 4 \left[\frac{150 \cdot 12}{100 \cdot 12} + 2 \frac{320}{10} \right]$ hat $F = 214,8$ qcm und $\mathfrak{B} = 1990$ cm³ bei Nietabzug,

erleidet daher die Beanspruchung $\sigma = \frac{30000}{214,8} + \frac{1620000}{1990} = 140 + 810 = 950$ kg/qcm ohne bzw.

$\frac{100000}{214,8} + \frac{970000}{1690} = 470 + 490 = 960$ kg/qcm mit Berücksichtigung der Verkehrslast.

Der in Fig. 340^b zwischen dem oberen, durch den Längsdruck $\mathfrak{X} = 4,5$ t beanspruchten Querriegel und der Vertikalen (2,—II) angeordnete Schrägstab aus 2|80:40 bezweckt nur die Verringerung der Durchbiegung des Querriegels durch sein Eigengewicht. Soll er auch zur Übertragung der Windkräfte herangezogen werden, so muß der Querriegel biegsfest ausgebildet werden (vgl. β und Fig. 433).

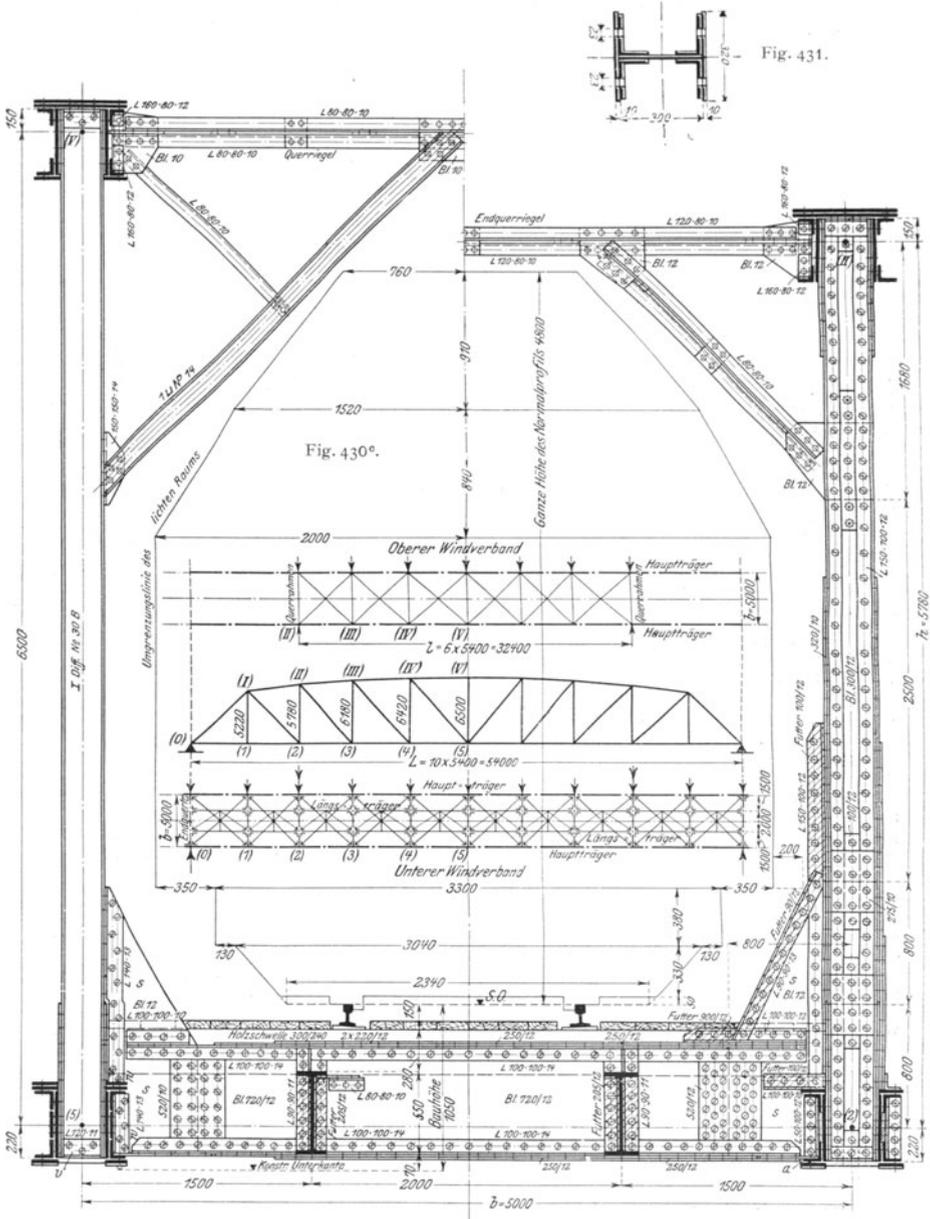


Fig. 430^a.
Querschnitt in Mitte.

Fig. 430^b.
Querschnitt 2-2 II,

β) Ringsum eingespannter Rahmen (Fig. 432). Die Vertikalen AC und BD schließen sich nicht nur an den Querträger AB, sondern auch an den Querriegel CD biegefest an.

Das Viereck ABCD 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 im oberen

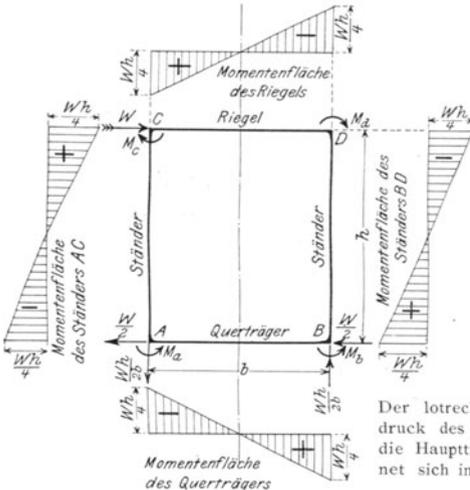


Fig. 432.

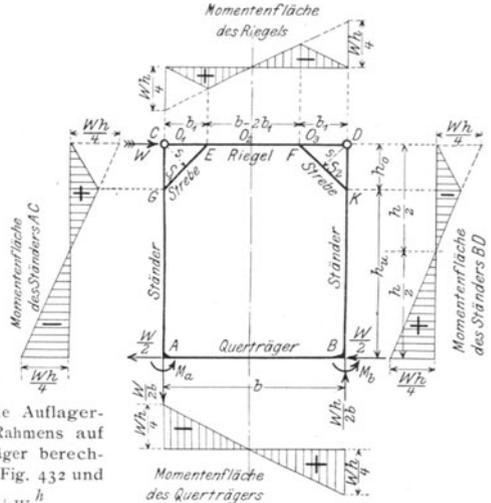


Fig. 433.

Der lotrechte Auflagerdruck des Rahmens auf die Hauptträger berechnet sich in Fig. 432 und 433 zu $\pm W \frac{h}{b}$.

Riegel CD wie vorher $\alpha = \frac{W}{2}$ und die Momente nehmen die in Fig. 432 eingetragenen Werte an.

Für den in Fig. 433 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 Spannkkräfte 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. 433 eingetragenen Momentenflächen ergeben sich dann unmittelbar aus Fig. 432.

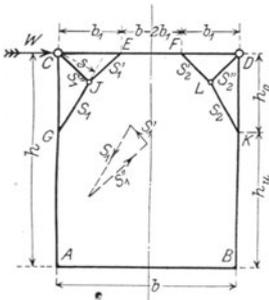
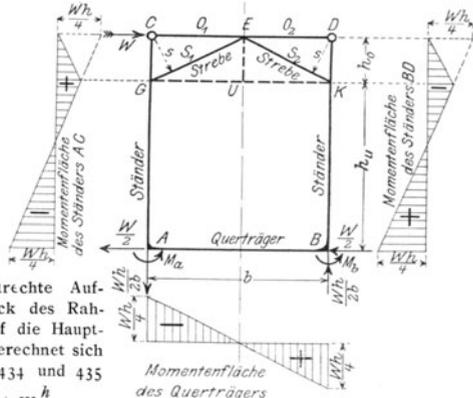


Fig. 434.



Der lotrechte Auflagerdruck des Rahmens auf die Hauptträger berechnet sich in Fig. 434 und 435 zu $\pm W \frac{h}{b}$.

Fig. 435.

Werden die Streben nach Fig. 434 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 Kräfte dreiecken für die Punkte J und L die Spannkraften S' und S'' .

Wird in Fig. 433 der Abstand $EF = 0$, also $b_1 = \frac{b}{2}$, so erhält man den in Fig. 435 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 $O_1 = -\frac{W}{4h_0} (2h_0 + h)$ bzw. $O_2 = -\frac{W}{4h_0} (2h_0 - h)$ erleidet, während die Strebenkräfte wieder $S_1 = -S_2 = W \frac{h}{4s}$ 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. 432 bis 435 unmittelbar zu entnehmen; ihr Einfluß auf die Querschnittsbestimmung ist nur gering und darf meist vernachlässigt werden. Die Stützdrücke der lotrechten Querrahmen auf die Hauptträger sind endlich in allen Fällen $\pm W \frac{h}{b}$.

γ) Rahmen mit Kämpfergelenken (Fig. 436). Sie kommen mit oder ohne Scheitelgelenk dann zur Verwendung, wenn die Auflagerdrücke des oberen Windverbands nicht in den lotrechten Querträgerebenen, sondern nach Fig. 72 in der Schrägebene der Enddiagonalen nach unten geleitet werden, die Querträger daher zur Übertragung nicht mit herangezogen werden können.

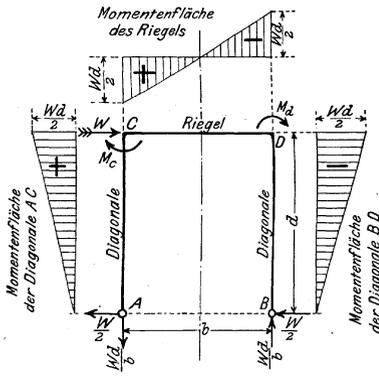


Fig. 436.

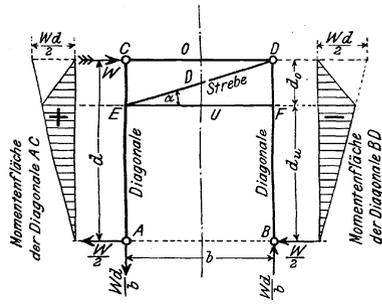


Fig. 437.

Für das Viereck $ABDC$ (Fig. 436) 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. 436 dargestellten Momentenflächen ergeben.

Wird der obere Riegel nach Fig. 437 facherkformig gegliedert, so ergeben sich die Spannkraften $D = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b}$ bzw. $U = -\frac{W}{2} \frac{d}{d_0}$ bzw. $O = -\frac{W}{2} (d + d_0)$.

Erfolgt die Gliederung nach Fig. 438, so ergibt sich $D_1 = -D_2 = +\frac{W}{\sin \alpha} \frac{d}{b}$ bzw. $U = 0$ bzw. $O_1 = -\frac{W}{2d_0} (d + d_0)$ bzw. $O_2 = +\frac{W}{2d_0} (d - d_0) = +\frac{W}{2d_0} d_u$.

Die Momentenflächen der Ständer sind für beide Fälle in Fig. 437 dargestellt.

δ) Offene Halbrahmen (Fig. 439). Der obere Querriegel CD fehlt ganz; die Vertikalen AC und BD sind in A und B biegungsfest an den Querträger angeschlossen und übertragen die auf die Obergurte entfallenden Winddrücke W'_0 und W''_0 durch ihren Biegungs widerstand 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. 439 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, insofern er nicht durch den Winddruck W'_0 , sondern auch durch die bei der Belastung des Querträgers eintretende Formänderung (Fig. 440) nach innen gebogen wird. Ist J_y das Trägheitsmoment des Obergurts, \mathfrak{J}_y das des Ständers, beide bezogen auf die

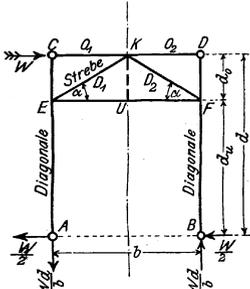


Fig. 438.

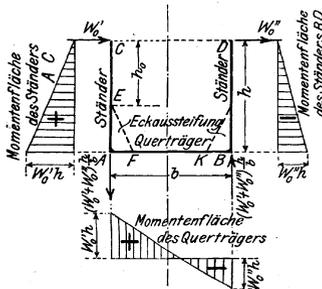


Fig. 439.

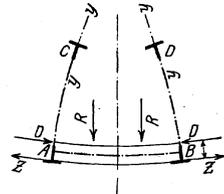


Fig. 440.

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

$$66) \quad \mathfrak{S} = \frac{E}{Sh} \sqrt{\frac{12 \mathfrak{J}_y J_y}{ah}} \quad 1)$$

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. 439 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

$$66^a) \quad \mathfrak{J}_y = \frac{\mathfrak{S}^2 S^2 ah^3}{12 E^2 J_y}$$

Erleidet der Ständer durch ständige und Verkehrslast eine Druckkraft, die für sich das Trägheitsmoment \mathfrak{J}'_y erfordert, so muß das gesamte Trägheitsmoment für die Achse yy den Wert $\mathfrak{J}''_y = \mathfrak{J}_y + \mathfrak{J}'_y$ haben. Ist umgekehrt \mathfrak{J}''_y das wirklich vorhandene Trägheitsmoment des Ständers, der infolge der durch ständige und Verkehrslast in ihm erzeugten Druckkraft das Trägheitsmoment \mathfrak{J}'_y erfordert, so ist in Gl. 66) der Wert $\mathfrak{J}_y = \mathfrak{J}''_y - \mathfrak{J}'_y$ einzuführen.

Aufgabe 84. Es ist Quersteifigkeitsgrad der in Fig. 141 und 403 dargestellten Fachwerkbrücke zu berechnen.

Auflösung. Die freie Höhe des durch ständige und Verkehrslast auf Zug beanspruchten (vgl. Fig. 141 und Zahlentafel 2) Ständers beträgt nach Fig. 403^b bis zur Eckaussteifung rund $h_0 = 2,0 \text{ m}$, sein Trägheitsmoment $\mathfrak{J}_y = 5170 \text{ cm}^4$. Die größten Druckkräfte im Obergurt treten für Punkt IV, mit $S = 141,0 \text{ t}$ ein; das Trägheitsmoment der dort zusammenstoßenden Gurtstäbe ist (nach Zahlentafel 2) $J_y = 27040 \text{ cm}^4$. Daher wird mit $a = 3,5 \text{ m}$ der Quersteifigkeitsgrad nach Gl. 66) ein

$$\mathfrak{S} = \frac{2150}{141,0 \cdot 200} \sqrt{\frac{12 \cdot 5170 \cdot 27040}{350 \cdot 200}} = 11,8 \text{ facher.}$$

1) Vgl. Engesser, Nebenspannungen. Berlin 1892.

VII. Die Auflager.

Die Berechnung der Auflager erfolgt auf Grund der größten lotrechten und waagrechten Stützdrücke der Hauptträger nach den Regeln des 3. Kap. (vgl. Aufg. 32 und 33). 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.

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. 441). 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. 442).

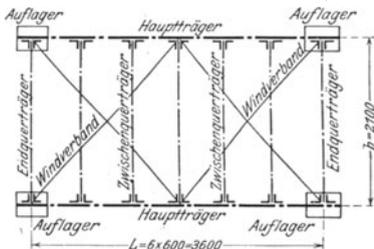


Fig. 441 a.

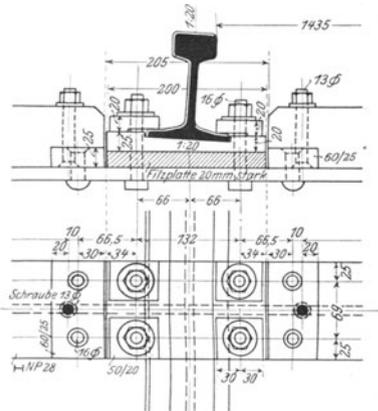


Fig. 442.

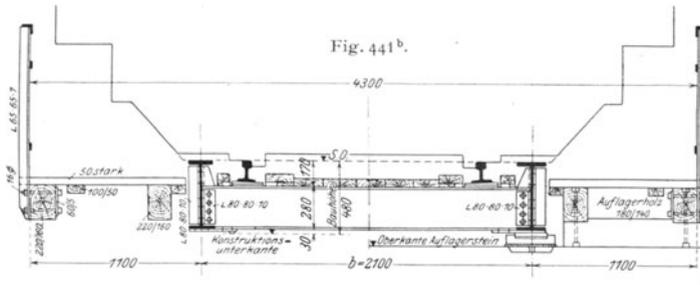
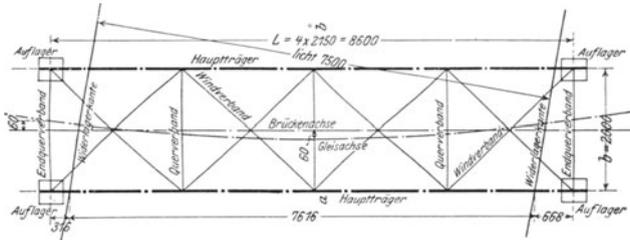
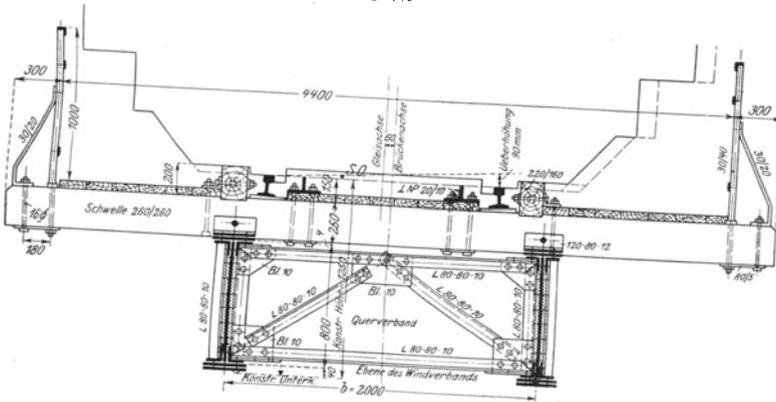


Fig. 441 b.

b) Die Schienen liegen mit hölzernen Querschwellen auf der Eisenkonstruktion auf, und zwar entweder unmittelbar auf den Hauptträgern (Fig. 443) oder aber auf den Längsträgern (Fig. 402, 403, 430). 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. 396^a) in eine Anzahl gleicher Teile $\leq 0,6$ m eingeteilt wird und der Querträger zwischen zwei Schwellen liegt (Fig. 447 und 463). Gegen seitliche Verschiebung wird die Schwelle 1 bis 3 cm eingekämmt (Fig. 444); gegen Verschieben in der Fahrtrichtung und zur Verhinderung

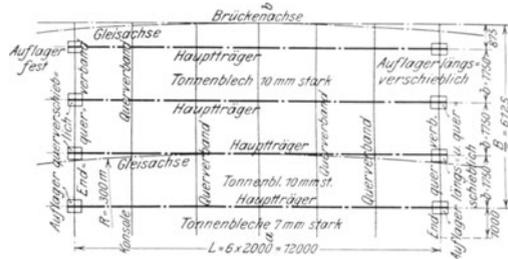
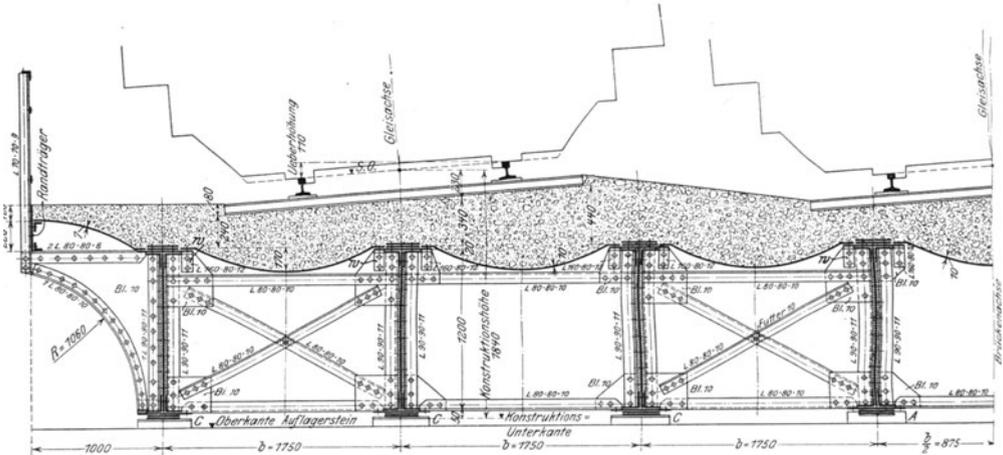
Fig. 443^a.Fig. 443^b.

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 Winkelisen zweckmäßig abwechselnd auf der einen und anderen Seite der Schwelle angeordnet.

Infolge der durch die Verkehrslast hervorgerufenen Durchbiegung legt sich die Schwelle auf die Innenkante A (Fig. 444) des Schwellenträgers und beansprucht dessen obere Gurtung durch das Moment Rr auf Biegung. Bei den gewalzten I -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 I -Eisen empfiehlt es sich, bei Flanschbreiten über 200 mm besondere Unterlagplatten p (Fig. 445) 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

Breite des Schotterbetts soll tunlichst 3,3 m betragen, um das Unterstopfen der Schwellen vor Kopf zu ermöglichen.

Die Schienenüberhöhung in Kurven wird durch verschiedene Stärke des Schotterbetts erzielt (Fig. 449).

Fig. 449^a.Fig. 449^b. Schnitt a—b.

2. Abmessungen der Fahrbahndecke.

a) Die Breite der eigentlichen Fahrbahn richtet sich nach der Umgrenzungslinie (Normalprofil) des lichten Raumes, das 4,0 m Breite und 4,8 m Gesamthöhe mit je 0,38 m hohen Absätzen über Schienenoberkante hat (Fig. 450).

Wegen der im Betriebe vorkommenden Verschiebungen und Senkungen der Gleise sollen alle Konstruktionsteile, die innerhalb der beiden Absätze, also nicht höher als 0,76 m über S.O. liegen, bei Querschwellenoberbau mindestens 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. 403 und 427), die Pfeiler und Stützen der über Gleise führenden Brücken, müssen einen Spielraum von mindestens 200 mm zwischen ihren am weitesten vordringenden 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. 420). Dienen sie nur dem Verkehr der die Strecke begehenden Beamten, so genügt eine Nutzbreite von 0,4 bis 0,6 m neben dem Normalprofil des lichten Raumes (Fig. 404). 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. 403). 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 durchbruchssicher abgeschlossen.

Die Fußwege liegen bei kleinen Spannweiten auf besonderen Hauptträgern (Fig. 441), bei über dem Obergurt liegender Fahrbahn auf den verlängerten Querschwellen (Fig. 443), sonst auf besonderen Konsolen, die vollwandig (Fig. 449) oder facherkformig gegliedert (Fig. 402 und 403) sind und sich in den Achsen der Querträger an die Hauptträger anschließen.

Wird bei obenliegender Fahrbahn die Bettung auch über den Fußweg durchgeführt (Fig. 449), so ist außen zum Anschluß 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 Quertägerentfernung angeordneten Hauptpfosten aus Vierkant, Winkel- oder \square -Eisen (Fig. 443, 402, 403), 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. Kap. 12.

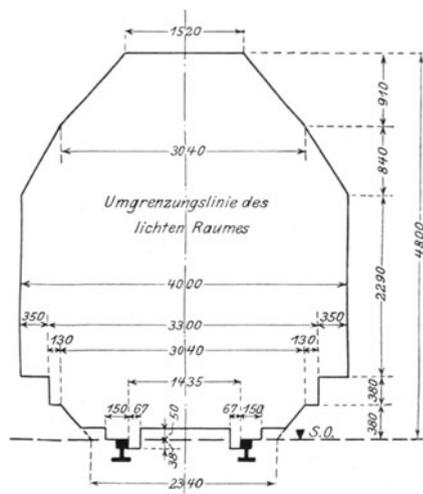


Fig. 450.

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 Nieten von 16 mm ϕ in 60 bis 70 mm Teilung an die Quer- und Längsträger (Fig. 404) oder bei als Blechträger ausgebildeten Hauptträgern auch unmittelbar an deren Stehblech (Fig. 420) angeschlossen; in diesem Falle ist an der Blechwand ein \perp -Profil anzuordnen, das aus \perp NP. $\frac{19}{6}$ bis $\frac{16}{8}$ (Fig. 451) oder aber besser aus 2 Winkeleisen (Fig. 452) 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. 453), um das Abbiegen und Abwürgen der Gurtwinkel durch den Horizontalzug der Buckelbleche zu verhindern. Um in der Vernietung des Blechträgers unabhängig von der der 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. 454); die Untergurtlamellen werden dabei entweder alle in gleicher oder auch in verschiedener Breite (Fig. 449^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.

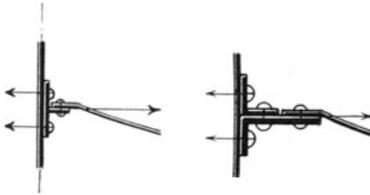


Fig. 451.

Fig. 452.

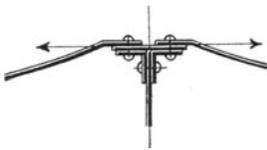


Fig. 453.

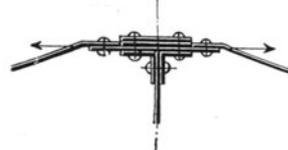


Fig. 454.

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. 455 und 456)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 \square - oder \wedge -Eisen von wenigstens 80×60 mm freier Querschnittsfläche entwässert; diese Rinnen sind entweder unter dem Querträger aufgehängt (Fig. 420^b) oder aber bei fehlender Kon-

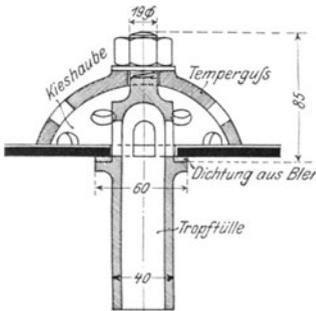


Fig. 455.

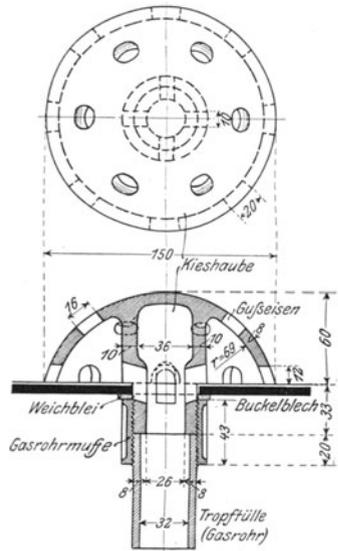
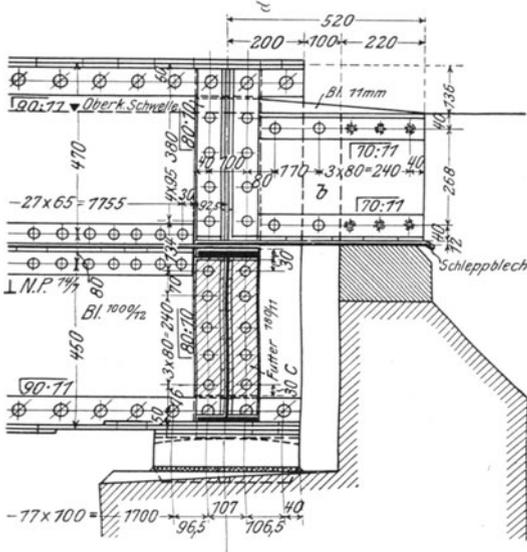
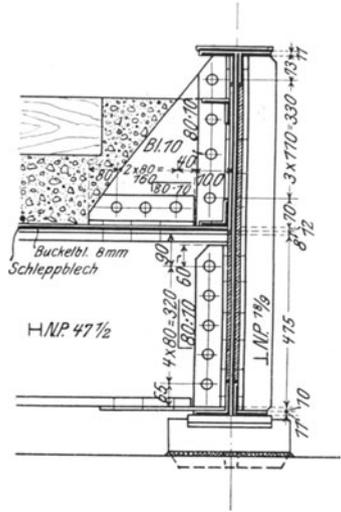


Fig. 456.

¹⁾ Fig. 455 System C. H. Jucho-Dortmund; Fig. 456 System Aug. Klönne-Dortmund.

struktionshöhe durch den Querträgersteg geführt (Fig. 404^b), der dann entsprechend auszusteifen ist; sie erhalten von der Mitte 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.

Fig. 457^a.Fig. 457^b. Schnitt c-d.

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 Fahrbahntafeloberkante mit Beton ausgefüllt, dessen Oberfläche ein Quergefälle von 1:50 bis 1:80 nach 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 Bleieinlagen oder aus Tektolith, zu dessen Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachschiicht angeordnet wird.

Der Übergang von der Fahrbahn zu den Widerlagern wird durch waagerechte (Fig. 457) oder schwach geneigte (Fig. 458) Schleppbleche von 10 bis 16 mm Stärke vermittelt, die einerseits auf dem Endquerträger, andererseits auf dem Abdeckstein des Widerlagers aufruhcn; 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. 458). Der seitliche Abschluß des Kiesbetts wird durch lotrechte Bleche (*b* in Fig. 457^a) erreicht, die oben und unten durch Winkeleisen gesäumt und mit dem Schleppblech vernietet sind.

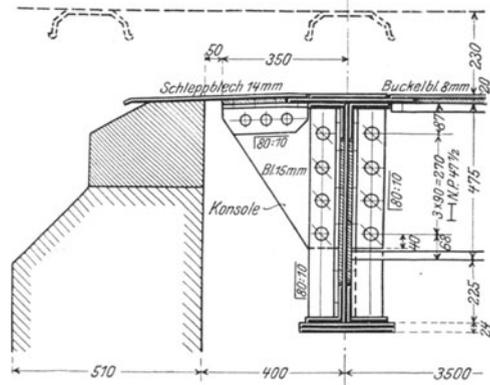


Fig. 458.

Der Ersatz der Buckelbleche durch ebene Bleche erfordert einen erheblichen Mehraufwand an Blechstärke und an Längs- und Querträgern, da die geringe 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. 449^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. 502). 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. 459) besteht aus in 0,5 bis 0,7 m

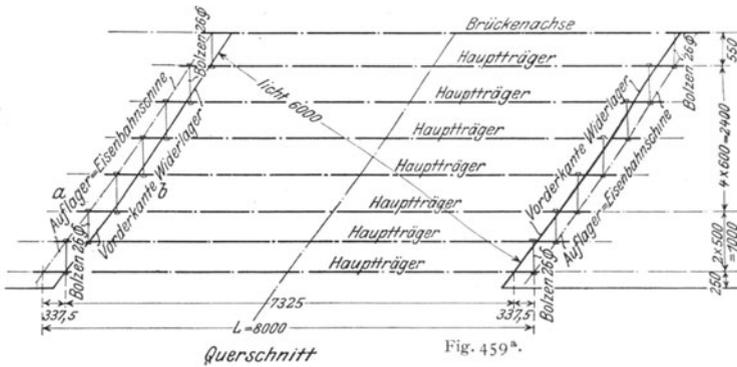


Fig. 459^a.

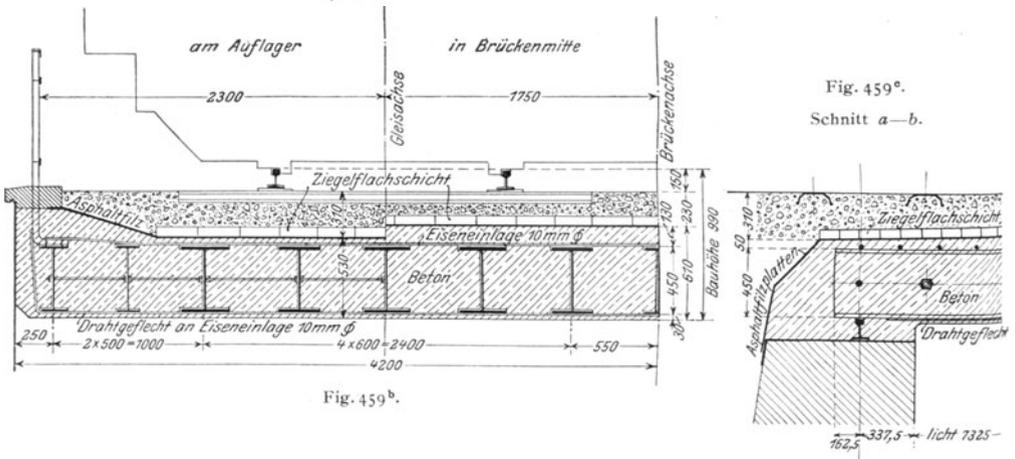


Fig. 459^b.

Fig. 459^a.
Schnitt a-b.

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 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. 459^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 untenher 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 Abdecksicht aus Asphaltfilz, geteeter Jute oder Asphaltbleisolation versehen, zu deren Schutz eine trocken verlegte Ziegelflachsicht 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. 459^a). Um aber bei der Durchbiegung des Überbaues eine Rissebildung im Widerlager zu vermeiden, sind beide durch eine wagerechte (Fig. 459^a) oder lotrechte Fuge zu trennen.

III. Die Längsträger.

I. 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 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. 402^b), nur ist die Entfernung λ um die Pfeilhöhe f (Fig. 424) zu vergrößern, damit an keiner Stelle die Schienen außerhalb der Längsträger liegen.

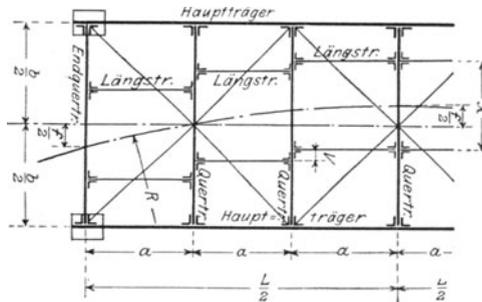


Fig. 460.

In Kurven mit einem Radius $R \leq 250$ m werden die Längsträger in den einzelnen Feldern gegeneinander versetzt (Fig. 460), 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. 420 und 422) oder drei (Fig. 404) 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 , C , C , C -förmigen Querschnitt; nur bei Fachweiten $a \geq 6,0$ m werden Blechträger, selten Fachwerkträger verwendet; die Höhe soll zweckmäßig $\frac{1}{6}$ bis mindestens $\frac{1}{8}$ der Spannweite betragen.

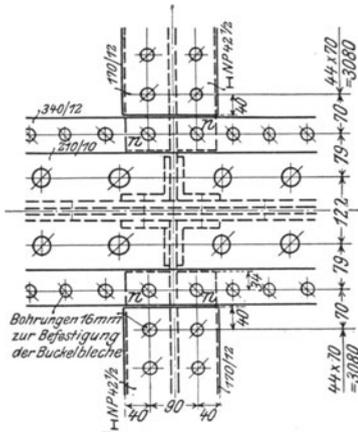


Fig. 462°.

Sind bei Durchführung des Schotterbetts die Querträger als Blechträger mit einer breiten oberen Lamelle (Fig. 444) zur Auflagerung der Buckelbleche ausgebildet, so empfiehlt es sich, dem Längsträger ebenfalls eine obere Lamelle von gleicher Stärke zu geben (Fig. 461); einmal erreicht man dadurch eine willkommene Verstärkung des oberen Flansches gegen Abbiegen und gegen die Zugkräfte der anschließenden

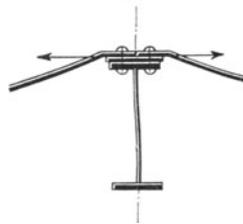


Fig. 461.

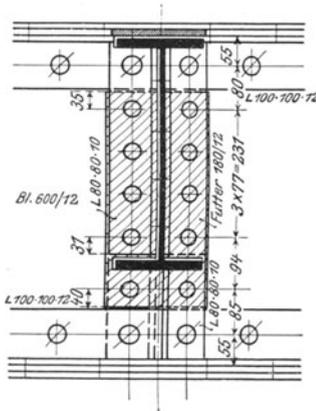


Fig. 462a.

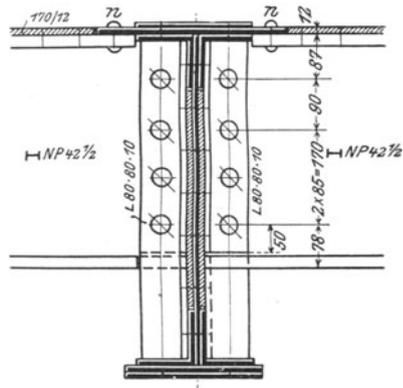


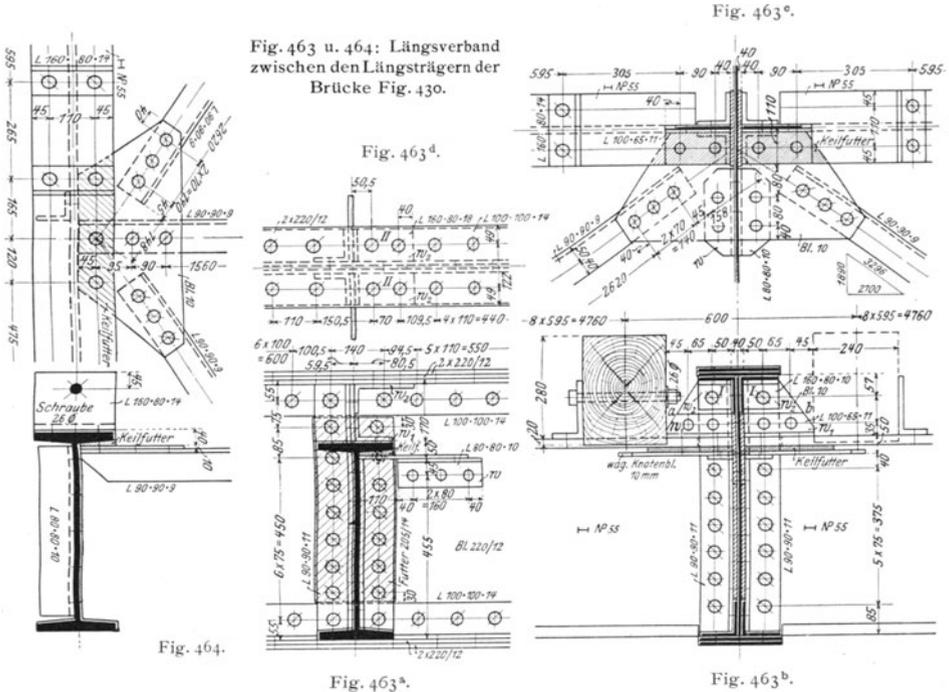
Fig. 462b.

Fig. 462. Anschluß des mittleren Längsträgers (Fig. 404) an den Querträger.

Buckelplatten; dann aber kann der obere Flansch durch die Niete nn (Fig. 462) unmittelbar an die vorstehende Querträgerlamelle angeschlossen und dadurch eine wesentliche Entlastung der lotrechten Anschlußniete (vgl. 3.) und eine Aussteifung der Lamelle selbst erreicht werden; endlich wird das notwendige Ausarbeiten des oberen Längsträgerflansches auf ein Kleinmaß beschränkt.

Bei Fachweiten $a \geq 3,0$ m ist der Steg bzw. das Stehblech des Längsträgers in der Mitte oder in den Drittelpunkten durch senkrechte Winkelisen auszusteiern.

Das Ausbiegen des gedrückten Obergurts aus der lotrechten Ebene (Fig. 84) ist bei Buckel- und Tonnenblechbelag ausgeschlossen, bei Querschwellenoberbau aber durch die Querschwellen selbst zu verhindern, auf deren dauernde feste Verbindung mit den Längsträgern daher besonders Wert zu legen ist.



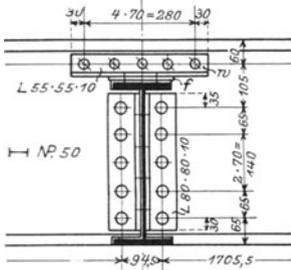
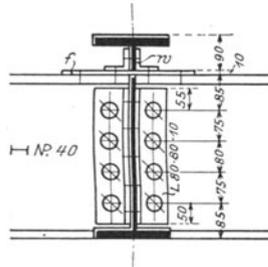
Wird bei Fachweiten $a \geq 3,5$ m zur Aufnahme der wagerechten Kräfte ein Längsverband nach Fig. 400 zwischen den Längsträgern angeordnet (Fig. 402 und 430), so werden die Stäbe dieses Verbandes je nach der Größe der Fachweite aus Winkelisen 80·80·10 bis 120·80·12 gebildet und durch wagerechte Knotenbleche an Längs- und Querträger mit mindestens je 3 Nieten angeschlossen. Für die in Fig. 430 dargestellte Fachwerkbrücke zeigen die Fig. 463 und 464 diese Anschlüsse. Die wagerechten, 10 mm starken Knotenbleche sind an die Längsträgerflansche unter Einschaltung von Keilfuttern angeschlossen (Fig. 464), deren Dicke so zu bemessen ist, daß zwischen Schwellenunterkante und Längsverbandoberkante ein Spielraum von mindestens 40 bis 50 mm verbleibt. Zum Anschluß an die Querträger dienen besondere wagerechte Winkelisen w (Fig. 463^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 vor handenen 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. 208, 351);

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. 400) anschließt.

b) **Längsträger zwischen den Querträgern.** Der Anschluß erfolgt durch Winkelisen nach den im 3. Kap. B I 3 erörterten Regeln. Wegen der Größe und Geschwindigkeit der Verkehrslasten ist die Gefahr der Verdrehung des Querträgers und des Losrüttelns der oberen Anschlußniete (Fig. 114) in besonders hohem Maße gegeben. Eine wesentliche Verminderung dieser Gefahr erreicht man durch die Ausbildung des Anschlusses nach Fig. 463; hier ist der durchgehende Längsträgerflansch durch ein wagerechtes Winkelisen w_1 und ein lotrechtes Blech an den durchlaufenden Anschlußwinkel angeschlossen, der sich seinerseits durch die ein- oder zweiseitig angeordneten Winkelisen w_2 an die Gurtung des Querträgers anschließt; die Scherfestigkeit der Niete I und II (Fig. 463^{b u. d}) widerstrebt dem Losrütteln der Anschlußniete im Querträger durch Aufnahme der durch die teilweise Einspannung des Längsträgers erzeugten Horizontalkraft. Eine ganz ähnliche Anordnung ist in Fig. 466 dargestellt.

Fig. 465^a.Fig. 465^b.

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. 447, 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. 462. 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. 465); die Verschwächung des Querträgers kann bei hinreichender Höhe durch aufgenietete Winkelisen (w in Fig. 465) ausgeglichen 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. 447, so ist es bei Querschwellenoberbau zweckmäßig, den Endquerträger mit gleicher Steghöhe wie die Längsträger auszubilden (vgl. Aufg. 72 und 79 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.

Bei Hauptträgern ohne Gelenke empfiehlt sich eine Unterbrechung der Fahrbahn durch längsverschieblichen Gelenksanschluß der Längsträger an ein oder mehreren Stellen bei Spannweiten von etwa 80 m an immer dann, wenn die Querträger fest an die Hauptträger 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. 466), 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 Nietten angeschlossene Flacheisen ($^{100}/_8$, Fig. 466^a) vergrößert werden.

Am beweglichen Gelenk kann der anschließende Längsträger mit einem Langloch versehen werden; bei größeren Fachweiten ist es aber zweckmäßiger, ihn auf ein zwischen den Anschlußwinkeln eingenetetes, oben gewölbtes Flußstahlstück aufzulagern (Fig. 467); nur bei großen Spannweiten werden auch auf Konsolen gelagerte Gleitlager verwendet, die die unverschwächte 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. 463, 466 und 467 erfordert (vgl. auch Fig. 511 und 515 des 12. Kap.). Ist das Höhenmaß zwischen Unterkannte 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. 515 im 12. Kap.).

IV. Die Querträger.

1. Grundrißanordnung.

a) **Unmittelbare Schienenauflagerung.** Liegen die Schienen ausnahmsweise unmittelbar auf den Querträgern (Fig. 441), so darf deren Grundrißentfernung voneinander höchstens 0,6 m betragen.

b) **Querschwellenoberbau.** Die Entfernung der Querträger voneinander, die Fachweite a , wird bei Brücken bis etwa $b = 4,0$ m Breite zu $a = 1,7$ bis 3,0 m, bei größerer Breite zu $a = 3,4$ bis 5,0 m gewählt. Einen nennenswerten Einfluß auf das Gesamtgewicht der Brücke hat das Maß a nicht; daher trifft man insbesondere bei Fachwerkträgern die Wahl so, daß die mittleren Diagonalen des Hauptträgers unter 40° bis 50° gegen die Wagerechte geneigt sind.

c) **Durchführung des Schotterbetts.** Entsprechend den gebräuchlichen Abmessungen der Tonnen- und Buckelbleche wird der Querträgerabstand zu 1,5 bis 2,2 m gewählt. Daher werden bei Fachwerkbrücken mit Fachweiten $a > 2,2$ m besondere Nebenquerträger erforderlich (Fig. 404), die sich an die Längsträger anschließen.

2. Querschnittsausbildung.

Die Hauptquerträger werden aus I-NP. oder Diff. oder als Blechträger, seltener als Fachwerkträger ausgebildet; die Höhe soll zweckmäßig $1/6$, mindestens $1/10$ der Spannweite betragen. Sind bei Durchführung des Schotterbetts Nebenquerträger erforderlich (Fig. 404), so werden sie aus I-Eisen gebildet; ist dabei der Hauptquerträger ein Blechträger, so erhalten sie zweckmäßig eine obere Lamelle ($^{140}/_{12}$, Fig. 468) aus den schon bei den Längsträgern angeführten Gründen: Verstärkung des oberen Flansches gegen die Zugkräfte der Buckelbleche, unmittelbarer Anschluß durch die Niete n (Fig. 468^{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 lotrechten 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

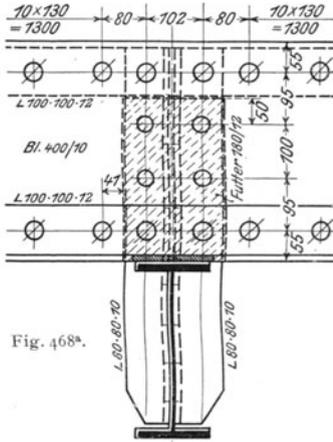
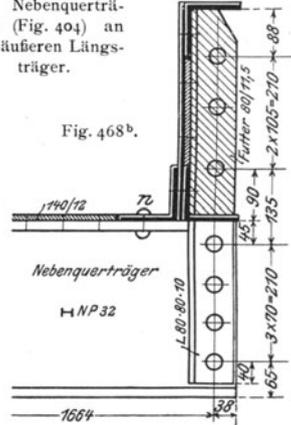
Fig. 468^a.

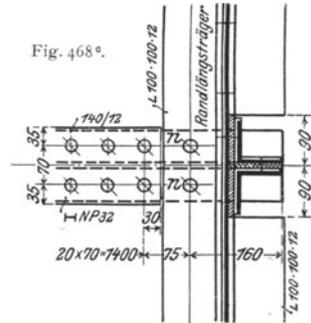
Fig. 468. Anschluß des Nebenquerträgers (Fig. 404) an den äußeren Längsträger.

Fig. 468^b.

Verdrehung der Gurten 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. 70) oder aber nur in einer Gurtebene ein Windverband und in allen lotrechten Knotenpunktebenen Querverbände (Fig. 75) vorhanden sind; sie erhalten dann durch die wagerechten Kräfte zusätzlich nur Zug bzw. Druckkräfte, so daß ihr Anschluß an die Hauptträger nur den lotrechten 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. 402^a, wird die Entlastung der oberen Anschlußniete von den Zugkräften durch lotrechte Bleche (*s* in Fig. 402^a) erreicht, die durch die Vertikalen des Hauptträgers hin-

Fig. 468^c.

durchgreifen; in den übrigen Knotenpunkten I) und III) können diese Bleche (s_1 in Fig. 402^d) nur unterhalb der Knotenbleche durch die Vertikale durchgreifen und müssen daher noch durch besondere Winkeleisen (w in Fig. 402^d) angeschlossen werden, deren obere Niete durch wagerechte, an den Obergurt angeschlossene Bleche (a) entlastet werden.

Fig. 469^a.

Fig. 469^a.

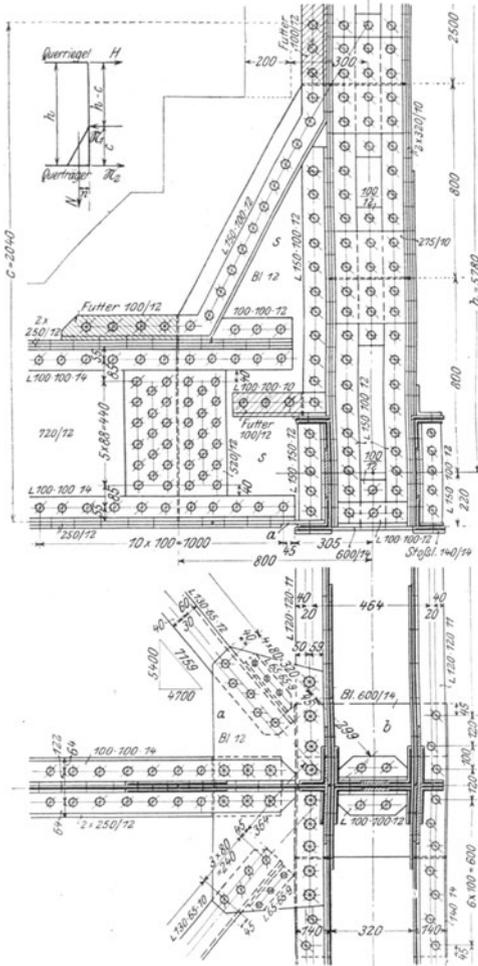


Fig. 469^b.

Fig. 469. Querträgeranschuß in Punkt (2) des Brückenträgers Fig. 430.

Da sich diese Bleche a nur an das innere \square -Eisen des Obergurts anschließen, sind die unteren Flanschen beider \square -Eisen beiderseits dicht neben dem Knotenblech durch wagerechte Bleche zu verbinden, um der Gefahr des Abreißens des inneren \square -Eisens zu begegnen.

Besteht die Vertikale aus einem gewalzten \square -Eisen, wie z. B. in Punkt (3) bis (5) der Fig. 430^a, so sind zum Anschluß der lotrechten Bleche s stets Anschlußwinkel w (Fig. 430^a) erforderlich; eine vollständige Entlastung der Anschlußniete von den Zugkräften ist jetzt undurchführbar; ihre Wirkung wird aber wesentlich dadurch vermindert, daß man die Bleche s so hoch über Querträgeroberkante führt, wie das Normalprofil gestattet; sie dienen dann gleichzeitig dazu, etwa entgleiste Fahrzeuge von den Hauptträgern abzuhalten.

Da sich die Winkel w nur an den inneren Flansch der Vertikalen anschließen, der Querträgerstützdruck daher die Gurtung auf Verdrehen beansprucht, sind die beiden Gurtteile in den Knotenpunkten stets durch wagerechte Bleche miteinander zu verbinden, die durch Winkeleisen (v in Fig. 430^a) an die Vertikale anzuschließen sind.

In allen Fällen müssen die Querträger als Glieder der Wind- und Querverbände an die wagerechten Knotenbleche des Windverbandes angeschlossen werden.

Sind zwei Windverbände vorhanden, so können die Querträger in den Knotenpunkten des Untergurts mit besonderen Auflagerstählen auch zentrisch und frei drehbar aufgelagert werden (vgl. unter a); zu dieser Anordnung geht man aber nur bei großer Spannweite und Brückenbreite über.

β) Die Querträger sind Glieder der Querrahmen, wenn

entweder zwei Windverbände und in den beiden Endpunkten des oberen Verbandes geschlossene Portale (Fig. 71, 72, 73) bei tiefliegender Fahrbahn oder aber nur ein Windverband und in allen Knotenpunktsvertikalen offene Querrahmen (Fig. 75) vor

handen sind; sie erhalten dann durch die wagerechten Kräfte zusätzlich auch Biegemomente, deren Größtwert in ihren Anschlußpunkten an die Hauptträger (Fig. 429, 432 bis 435, 439) eintritt; der Anschluß hat daher nicht nur den lotrechten Stützdruck, sondern auch jenes Biegemoment aufzunehmen.

Bei geschlossenen Portalrahmen sind die Momente in den Anschlußpunkten positiv oder negativ (Fig. 429, 432 bis 435), so daß beide Querträgergurt Zugkräften ausgesetzt sein können. Daher werden zunächst die unteren Gurtwinkel durch wagerechte Bleche (*a*, Fig. 430^b), die meist gleichzeitig zum Anschluß des Windverbandes dienen (Fig. 469), unmittelbar an den Untergurt des Hauptträgers, die oberen Gurtwinkel aber an ein senkrechtes Anschlußblech (*s*, Fig. 430^b und 469) 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. 469^a 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 lotrechter und schräger Richtung ergibt die Zug- bzw. Druckkraft in den Saumwinkeln. Zu der Kraft *H* liefert der auf den betreffenden Obergurtknotenpunkt 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 Wurzlinie seines Anschlußwinkels von der Vertikalebene des Hauptträgers ist (vgl. Fig. 112^a).

Bei offenen Halbrahmen sind die Momente in den Anschlußpunkten bei belasteter Brücke stets positiv (Fig. 440), so daß nur der untere Querträgergurt Zugspannungen erleidet; er wird daher unmittelbar an die Hauptträgergurtung durch ein wagerechtes Blech angeschlossen (Fig. 112), das meist gleichzeitig zum Anschluß der Windverbanddiagonalen dient (Fig. 470). Zur Entlastung der oberen Anschlußniete werden auch hier zwischen Querträgerobergurt und Hauptträgervertikalen dreieckige Bleche eingeschaltet (Fig. 112, 420^b, 457^b, 471^b u. c.), die bei größerer Höhe zum Schutz gegen Ausknicken durch Winkeleisen gesäumt werden (Fig. 403^b); bei genieteten Querträgern und Vertikalen kann an Stelle des durchlaufenden Blechs eine dreieckförmige Stabaussteifung treten (Fig. 404^b).

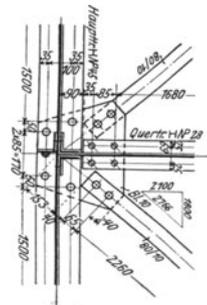


Fig. 470 (vgl. Fig. 441^a).

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. 421) liegt.

α) Fahrbahn oberhalb der Hauptträger. Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Hauptträgern, so ist deren Entfernung $b = 1,5$ m.

Bei Querschwellenoberbau (Fig. 423 und 424) wird die Entfernung *b* der Hauptträger mit Rücksicht auf die Standsicherheit der Brücke gegen Umkippen durch wagerechte Kräfte für eine Spannweite

$L \leq 8$ bzw. 10 bzw. 20 bzw. 30 bzw. 40 m zu
 $b \geq 1,8$ „ $2,0$ „ $2,6$ „ $3,0$ „ $3,4$ m
 gewählt. In Gleiskrümmungen (Fig. 443) sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend zu vergrößern.

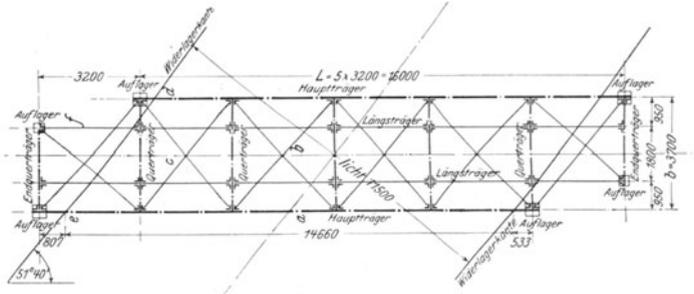


Fig. 471^a.

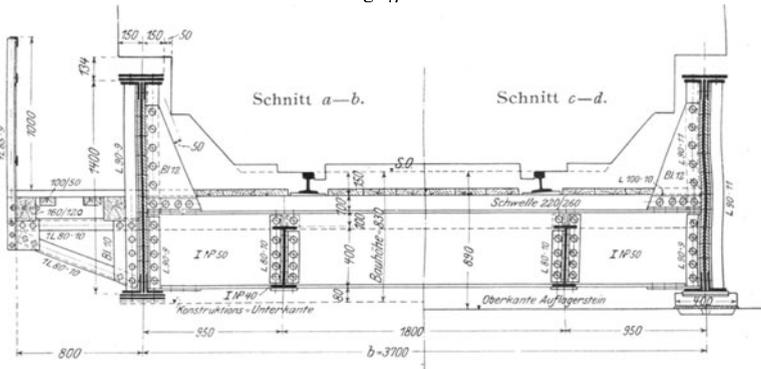


Fig. 471^b.

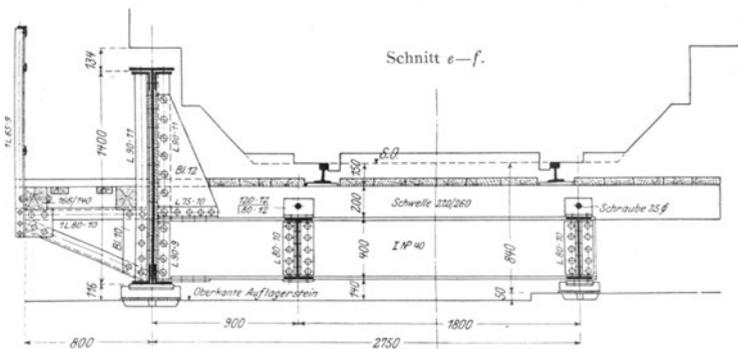


Fig. 471^c.

Bei Durchführung der Bettung wird bei Tonnen- und Buckelblechbelag ^{ohne} mit
 Einschaltung eines Längsträgers $b = 1,75$ bis $2,25$ m (Fig. 449)
 $3,50$ bis $4,50$ m (Fig. 422) gewählt.
 Bei Betonabdeckung (Fig. 459) endlich ist $b = 0,5$ bis $0,75$ m.

β) Fahrbahn zwischen den Hauptträgern. Liegen die Schienen bei sehr geringer Konstruktionshöhe ausnahmsweise unmittelbar auf den Querträgern (Fig. 441), so wird $b = 2,1$ m gewählt.

Bei Querschwellenoberbau richtet sich die Hauptträgerentfernung b nach der Umgrenzungslinie des lichten Raumes (Fig. 450). Liegt die Fahrbahn halb versenkt (Fig. 402), so wird in der geraden Strecke für $L = 20$ bis 50 m die Entfernung $b = 2,5$ bis 4,0 m gewählt. In Gleiskrümmungen sind diese Werte der Pfeilhöhe f entsprechend zu vergrößern. Liegt die Fahrbahn ganz versenkt (Fig. 403 und 430), so ergibt sich, wenn die Hauptträger in den 1. oder 2. Absatz des Normalprofils hineinreichen (Fig. 420 und 471), $b = 2,6$ bis 3,8 m, wenn sie aber mehr als 0,76 m über S.O. hinausgehen (Fig. 403), $b = 4,8$ bis 5,0 m, nämlich = Breite des Normalprofils 4,0 m + Obergurtbreite + $2 \times 0,2$ m Spielraum. In Kurven sind die Breiten b entsprechend zu vergrößern, wobei besonders noch auf die Schiefstellung des Normalprofils (Fig. 421) Rücksicht zu nehmen ist.

Bei Durchführung der Bettung soll die Breite des Schotterbetts mindestens 3,3 m betragen, so daß sich für Hauptträger im 1. oder 2. Absatz des Normalprofils (Fig. 420) $b = 3,4$ bis 3,8 m, für höhere (Fig. 404) $b = 4,8$ bis 5,0 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. 443), so ordnet man den Grundriß wie den einer geraden Brücke an, indem man die Auflagerpunkte 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. 471 aus; außer den 4 Auflagern für die Hauptträger ist auf jedem Widerlager in der Längsträgerachse noch je ein Auflager für die Endquerträger angeordnet.

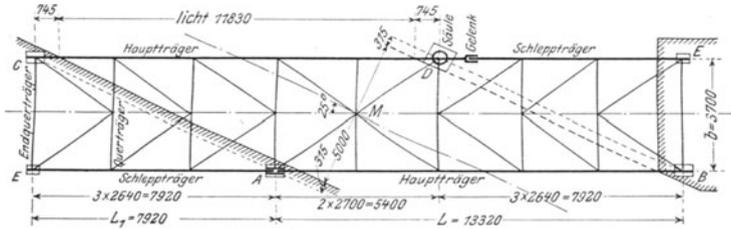


Fig. 472.

Bei sehr spitzem Schnittwinkel ordnet man auf jedem Widerlager in der Verlängerung der Hauptträgerachse je einen Schlepptträger an (Fig. 472); wird dabei die Vorderkante des Widerlagers schräg zur Brückenachse ausgebildet, so erhalten Schleppt- und Hauptträger ein gemeinsames Auflager (A Fig. 472); liegt dagegen diese Vorderkante rechtwinklig zur Brückenachse, so wird der Schlepptträger mit einem Gelenk an den auf einer Säule (D Fig. 472) 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.

α) Gewalzte Profile (I-NP. und Diff.) kommen bei Anordnung von 2 Hauptträgern (Fig. 441) bis etwa $L = 8,0$ m, bei Anordnung mehrerer Hauptträger mit Betonabdeckung (Fig. 459) bis etwa $L = 12,0$ m und zwar ohne Überhöhung in der Mitte zur Verwendung.

β) Genietete 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 $2\frac{1}{3}$ 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 auszusteißen, entweder unmittelbar durch die Querträger (Niete n in Fig. 462) oder durch die Querverbände (Winkel w in Fig. 449^b); dasselbe gilt für den Untergurt, wenn auch hier ungleiche Lamellenbreiten ausgeführt sind wie in Fig. 449^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. 35) 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 Werkstatte bis zu etwa $L = 50$ m Spannweite als Parallel- oder Trapezträger (Fig. 64^a und 64^b) mit einer Höhe $h = \frac{1}{8} L$, darüber hinaus als Parabel- oder Halbparabelträger (Fig. 64^a bis 64^b) mit einer Höhe $h = \frac{1}{7} L$ ausgeführt, weil dann die Eisensparnis den Mehraufwand an Arbeitslöhnen überwiegt. Die Fachweite a (Fig. 396^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. 64^a), 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 Stabreiten 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. 98), wo F_{\max} der größte vorhandene Gurtquerschnitt, in $\Delta = \frac{5,5}{24} \frac{L^3}{E F_{\max} h^2} \left(1 + \frac{4h}{L} \right) M_{\max}$ übergeht. Für den Parallelträger der Aufg. 17 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 Δ daß größte Moment $M_{\max} = \frac{1}{8} \cdot 728,2 = 364,1$ mt, daher berechnet sich die Durchbiegung durch die Verkehrslast zu $\Delta_2 = \frac{5,5}{24} \frac{28,0^3}{3,5^2} \frac{36410}{2150 \cdot 172,6} \left(1 + \frac{4 \cdot 3,5}{28,0} \right) = 2,2$ 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 Schmutzteilen 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 Montage auf eiserne Keile gesetzten Lagerkörper mit dünnflüssigem Zementmörtel (1 Zement + 1 Sand) zu richten.

Beim Untergießen wird die 15 bis 20 mm starke Fuge zwischen Lagerplatte und Mauerwerk ringsum mit Ton verschlossen, und darauf der Zementmörtel durch eine an einer Seite der Tondichtung befindliche größere Öffnung eingefüllt, wobei die Luft durch mehrere an der entgegengesetzten Seite angebrachte kleinere Löcher entweichen kann. Da hierbei die Bildung von Luftblasen nicht ausgeschlossen und daher auf ein überall sattes Aufliegen, besonders bei größeren Plattenabmessungen nicht zu rechnen ist, wird die Lagerplatte zweckmäßiger im Abstand von 30 bis 60 mm ringsum mit einem Rahmen aus Ton oder aus mit Ton gedichteten Brettern von 40 bis 60 mm Höhe umgeben; der in den ringförmigen Zwischenraum eingebrachte dünnflüssige Zementmörtel wird dann durch den hydrostatischen Druck unter die Lagerplatte getrieben; eine noch bessere Ausnutzung dieses Drucks ergibt sich, wenn man den Mörtel durch eine in Mitte der Lagerplatte angebrachte Bohrung von 30 bis 40 mm ϕ mittels eines hochstehenden Trichters einfüllt.

Beim Unterstopfen wird die Fuge zwischen Lagerplatte und Mauerwerk 20 bis 30 mm stark gemacht und mit einem fetten Zementmörtel (1 Zement + 2 Sand) vollgestopft, wodurch ein gleichmäßiges Aufliegen der Platte erreicht wird.

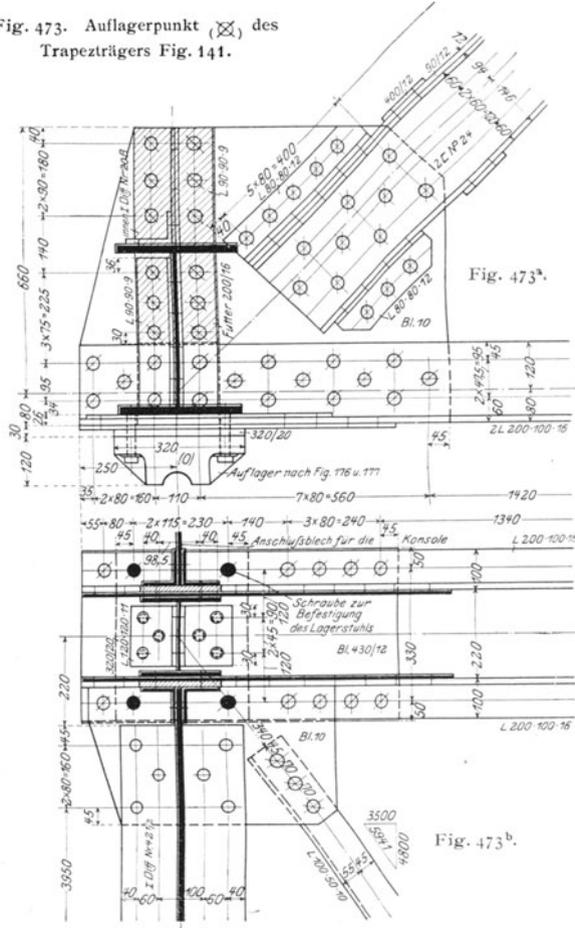
a) **Vollwandige Träger** erhalten bis etwa $L = 14$ m Spannweite beiderseits Gleitlager; darüber hinaus wird am beweglichen Ende ein einrolliges Auflager angeordnet (Fig. 172 und 173); auf eine genügende Aussteifung des Stegs bzw. Stehblechs in der Auflagersekrechten ist besonderes Gewicht zu legen (Fig. 446, 457).

Bei Anordnung von zwei Hauptträgern wird für die gebräuchlichen Brückenbreiten $b \leq 5,0$ m meist die Lagerung nach Fig. 69 ausgeführt, bei der alle 4 Auflager ohne Querverschieblichkeit, d. h. beiderseits mit Anschlagleisten bzw. Rollenbunden ausgebildet sind. Werden dagegen mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger angeordnet (Fig. 449), so wird die Lagerung entweder nach Fig. 77 oder aber meist so ausgeführt, daß nur die Auflager der beiden mittleren Hauptträger (A in Fig. 449^b) seitliche Anschlagleisten, alle übrigen aber (C in Fig. 449^b) freie Querverschieblichkeit besitzen, um den Längenänderungen der Brückenbreite nach bei Wärmeschwankungen Rechnung zu tragen.

b) **Fachwerkräger** erhalten durchweg Kipp- und Rollenlager (Fig. 172 bis 177, 180), nur bei beschränktem Raum Pendellager (Fig. 179). 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. 473 dargestellten Auflagerpunkt des Trapezträgers Fig. 141 (vgl. auch Fig. 403^e). Ist der erste Untergurstab geneigt oder wegen seiner Querschnittsform zur unmittelbaren Auflagerung ungeeignet, so wird das

Fig. 473. Auflagerpunkt (X) des Trapezträgers Fig. 141.



Knotenblech, wie schon bei der Auflagerung der Binder erläutert, in einem passenden Abstand a (Fig. 349 und 350) unterhalb des Auflagerknotenpunkts wagrecht abgeschnitten, mit Winkeleisen gesäumt und mit einer flußeisernen Platte von 20 bis 30 mm Stärke auf den Auflagerstuhl gelegt (vgl. Fig. 519). 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. 396^a) oder **K**-förmig (Fig. 472) angeordnet. Ein durchlaufender Tonnenblech-, Buckelblech- oder Eisenbetonbelag (Fig. 449, 420, 459) 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. 470), sonst in jedem Feld die eine aus Flach-, die andere aus Winkelisen, bei größeren Spannweiten am besten beide aus Winkelisen gebildet; geringere Querschnitte als $\frac{80}{10}$ bzw. $\sphericalangle 70 \cdot 70 \cdot 9$ sind hierbei zu vermeiden. Bei genügender Konstruktionshöhe wird der abstehende Schenkel des einen Winkelisens nach oben, der andere nach unten gelegt, so daß an der Überkreuzungsstelle kein Stoß erforderlich ist. Bei beschränkter Konstruktionshöhe liegen die abstehenden Schenkel beider Winkelisen nach oben, so daß das eine an der Kreuzungsstelle gestoßen werden muß (Fig. 474). 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.

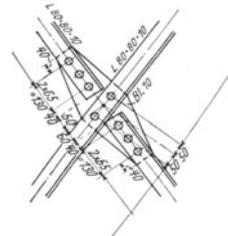


Fig. 474.

Bei großen Spannweiten kommen \perp - und \perp -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. 475).

Der Anschluß an das Knotenblech soll, wenn die Rechnung kein Mehr ergibt, bei Flach eisen mit mindestens $\frac{2}{3}$ Nieten erfolgen.

b) Werden die Diagonalen **K**-förmig ausgeführt (Fig. 472), 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 \perp -förmig gewählt. Für den Anschluß gilt das vorher Gesagte.

c) Die Mittellinien der Diagonalen werden entweder in den zugehörigen Knotenpunkten des Hauptträgers (Fig. 470, 473^b) oder aber zur Vermeidung allzu großer Anschlußbleche exzentrisch (Fig. 469^b) eingeführt.

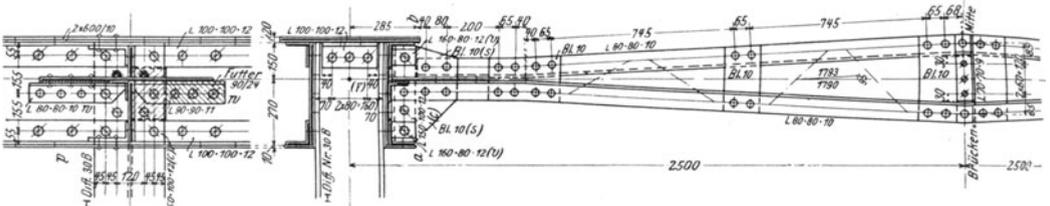
d) Die Anschlußbleche erhalten 10 bis 14 mm Stärke und liegen bei Hauptträgern aus Walzprofilen unter den Flanschen (Fig. 470), bei Blechträgern auf dem Schenkel des inneren Gurtwinkels (Fig. 112), ebenso bei Fachwerkträgern (Fig. 471^b, 473^b), wenn der Windverband nahe der Fahrbahnebene liegt; die 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. 402^c u. d), bei vieleckigen Gurtungen am besten in der Schwerachse der Gurtung mit besonderen Anschlußwinkeln (w in Fig. 475^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 2 Fachweiten (Feld *M* in Fig. 472), so ist der Kreuzungspunkt fest an den Querträger, dieser aber mit besonderen wagerechten Blechen (Fig. 112) 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 \perp -förmig ausgebildet (Fig. 402, 430, 475) und bei größerer Länge zur Vermeidung des Durchhängens entweder durch Schrägstäbe gegen die Hauptträgervertikalen abgestützt (Fig. 430) oder aber in Stabmitte bis auf $\frac{1}{15}$ bis $\frac{1}{15}$ ihrer Länge auseinander gezogen; zur Verbindung beider Teile genügen bei mittleren Stabkräften einzelne Bindbleche (Fig. 475^a); bei größeren Kräften wird zwischen diesen eine durchlaufende Vergitterung angebracht, wie in Fig. 475^b gestrichelt angedeutet.

Fig. 475^a.Fig. 475^b.

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. 402^a, 475^b) und Anschlußwinkeln (*c*) an die Hauptträgergurtung; zur Herabminderung der Zugspannungen in den Anschlußnieten des lotrechten Winkelschenkels werden zweckmäßig die Winkel *v* angeordnet (vgl. Fig. 466).

VII. Der Querverband.

1. Fachwerkförmig gegliederte Querverbände

(Fig. 402^{a,d}, 443^b, 449^b) bestehen aus den wagerechten oberen und unteren Riegeln und den Diagonalen.

a) Die Riegel werden \perp -, \perp -, \perp -, \perp -, \perp -förmig ausgebildet; bei Fahrbahn oben (Fig. 402) 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 lotrechte Knotenbleche, die entweder durch die Hauptträgervertikalen durchgreifen (Fig. 402) oder durch besondere Winkeleisen angeschlossen werden (Fig. 443^b, 449^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. 402) oder an besonders eingeschaltete wagerechte Bleche (Fig. 443^b Obergurt) oder endlich bei Blechträgern an die vorstehenden Lamellen, und zwar entweder unmittelbar (Fig. 449^b Untergurt) oder mittelbar durch Hilfswinkel (*w* Fig. 441^b Obergurt).

b) Die **Diagonalen** werden gekreuzt (Fig. 402^a, 449^b) oder **K**-förmig (Fig. 443^b) aus L-, I-, C-, J₁L-, J₂L-, J₃L-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. 446).

Sind mehrere fest miteinander verbundene Hauptträger vorhanden (Fig. 449^b), so sind die **Diagonalen** nach Fig. 77 nur zwischen 2 Hauptträgern erforderlich; zum Anschluß der übrigen Träger an das so gebildete innerlich und äußerlich unverschiebliche Raumbfachwerk genügen die oberen und unteren Querriegel; meist werden aber nach Fig. 449^b je 2 Hauptträger durch Querverbände zu einem Raumbfachwerk miteinander verbunden.

2. Querrahmen.

a) **Geschlossene Querrahmen** (Portale Fig. 430^b) werden durch die Querträger, die Hauptträgervertikalen und die oberen Riegel gebildet. Erleiden letztere nur Längskräfte (Fig. 429, 435), so werden sie wie die Vertikalen des Windverbands ausgebildet; erleiden sie aber auch Biegemomente (Fig. 432 bis 434), 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. 436 bis 438) 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 Zahlentafel 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 scheiden 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;1 fachen 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 $\frac{1}{6}$ des bei freier Auflagerung auftretenden Wertes eingeführt werden. Das Einheitsgewicht des Belags in durchnächstem Zustand ist für

Nadel	holz zu	$\frac{900}{1000}$	kg/cbm	einzuführen.
Eichen				

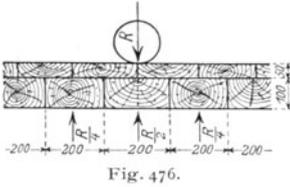


Fig. 476.

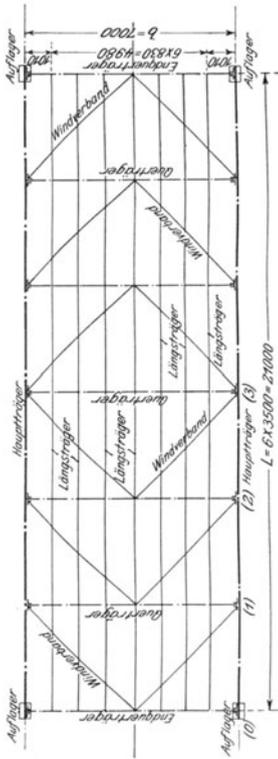


Fig. 477^a. (Aufriß vgl. Fig. 64^b.)

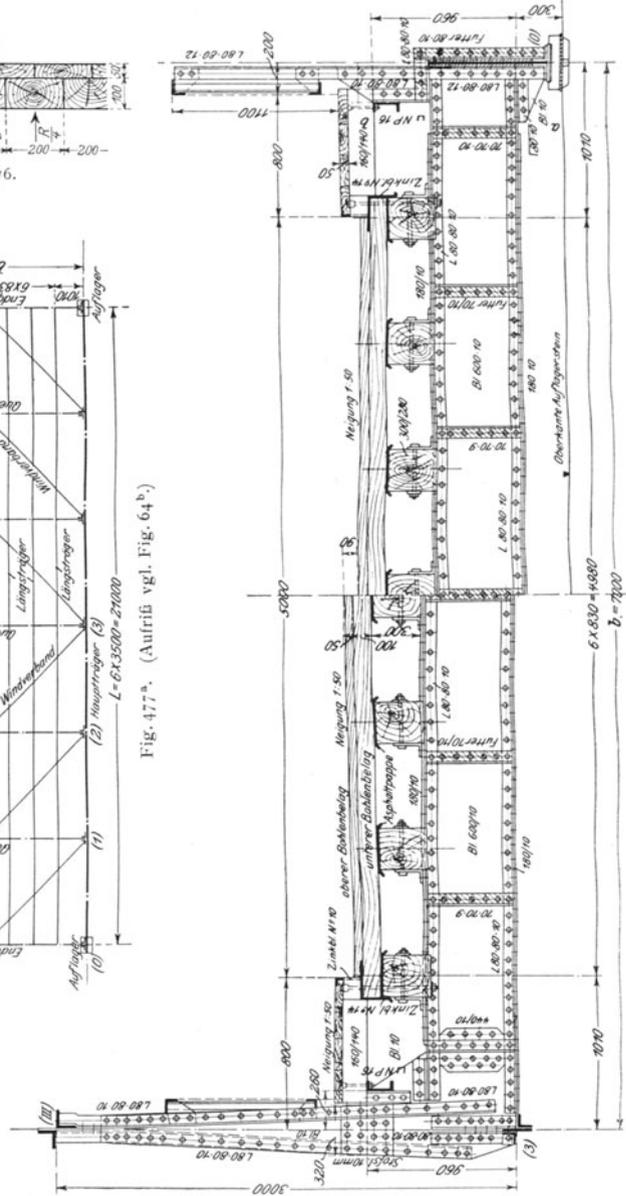


Fig. 477^c. Querschnitt am Auflager.

Fig. 477^b. Querschnitt in Brückenmitte.

Bei einfachem Belag ist jede Bohle für den ganzen Raddruck R zu berechnen; bei doppeltem Belag (Fig. 476) 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.

Aufgabe 85. Es ist der eichene Bohlenbelag der in Fig. 477 dargestellten Straßenbrücke für einen 10 t Wagen als größte Verkehrslast zu berechnen.

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 $P_0 = 250 \cdot 0,83 \cdot 0,2 = 40$ kg und das Moment $M_0 = \frac{4 \cdot 40 \cdot 83}{5 \cdot 8} = 330$ 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 $\sigma = \frac{(330 + 20750) 6}{20 \cdot 10^3} = 63$ 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. 478^b) oder an allen vier Seiten auf und erhalten 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; den Fußwegen 5 mm; im übrigen wird ihre Stärke je nach der Größe 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 Quer-

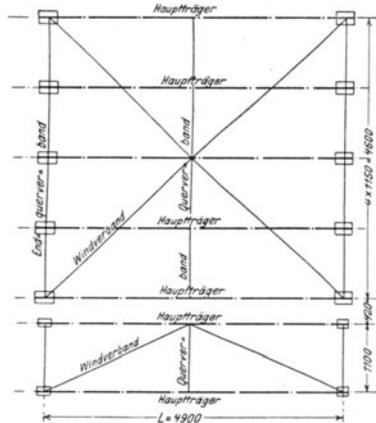
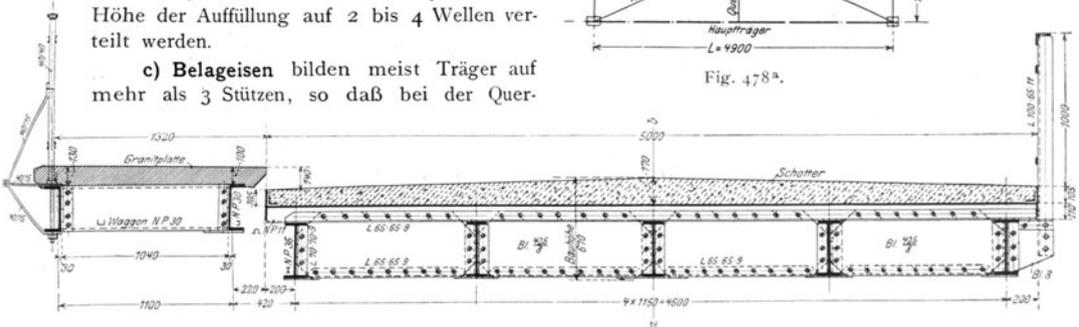


Fig. 478^a.



schnittsbestimmung 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 86. Es sind die Belageisen der in Fig. 478 dargestellten Landstraßenbrücke für einen 20 t Wagen als gewöhnliche und eine 23 t Dampfwalze als außergewöhnliche Verkehrslast zu berechnen; die zulässige Beanspruchung im ersten Falle $k = \frac{800}{1100}$ kg/qcm.
 zweiten

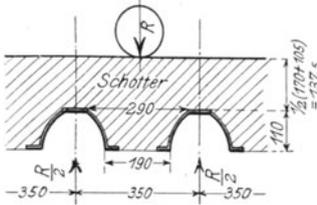


Fig. 479.

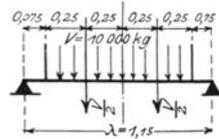


Fig. 480.

Auflösung. $\lambda = 1,15$ m.

1. Ständige Last. Auf ein Belageisen entfällt nach Fig. 479 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 19 kg/m, insgesamt rund 180 kg/m. Daher die Gesamtlast $P_0 = 180 \cdot 1,15 = 210$ kg und das Moment $M_0 = \frac{4}{5} \cdot 210 \cdot \frac{1,15}{8} = 2400$ cmkg.

2. Verkehrslast. Mit $R = \frac{20,0}{4} = 5,0$ t wird (Fig. 479) vom 20 t Wagen das Moment $M_v' = \frac{4}{5} \cdot \frac{5000}{2} \cdot \frac{1,15}{4} = 57500$ cmkg.

Vom 10 t Vorderrad der Dampfwalze wird bei Verteilung auf 2 Belageisen nach Fig. 480 das Moment $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{10000}{2} \left(\frac{1,15}{2} - \frac{100}{4} \right) = 65000$ cmkg; vom 6,5 t Hinterrad wird bei 0,5 m Breite ganz entsprechend $M_v'' = \frac{4}{5} \cdot \frac{1}{2} \cdot \frac{6500}{2} \left(\frac{1,15}{2} - \frac{50}{4} \right) = 58500$ cmkg.

3. Größte Beanspruchung. Das gewählte \blacktriangle 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 über dem Träger (Fig. 483); bei der Berechnung des Randlängsträgers zwischen Fahrbahn und Fußweg ist die Radreihe dicht an den Bordstein zu rücken (Fig. 481) und die gleichzeitig eintretende Fußwegbelastung zu berücksichtigen.

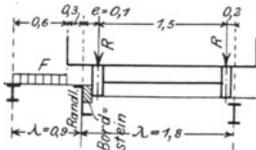


Fig. 481.

Aufgabe 87. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Zwischenlängsträger der in Fig. 482 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. 483 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

$M = 1960 \frac{0,7}{1,8} = 760 \text{ kg}$. Daher ergibt sich mit $R = 5000 \text{ kg}$ nach Fig. 484 das größte Moment zu

$$M_v' = 1,17 \cdot 5000 \cdot \frac{35^0}{4} + 760 \cdot \frac{25^0}{8} = 511900 + 33300 = 545200 \text{ cmkg.}$$

Erst bei Fachweiten $a \geq 6,0 \text{ m}$ ergibt die Aufstellung beider Wagenachsen (entsprechend Fig. 487) ein größeres Moment als eine Achse in Trägermitte. Für die gebräuchlichen Werte $\lambda \leq 2,5 \text{ m}$ 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. 485 dargestellten ungünstigsten Laststellung entfällt auf einen Längsträger

$$\text{von 10 t Vorderrad} \quad \mathfrak{B} = 2 \cdot \frac{10,0}{2} \cdot \frac{1,8 - 0,25}{1,8} = 8,6 \text{ t,}$$

$$\text{von jedem 6,5 t Hinterrad} \quad \mathfrak{S} = 6,5 \cdot \frac{1,8 - 0,8}{1,8} = 3,6 \text{ t,}$$

insgesamt $\mathfrak{D} = \mathfrak{B} + 2\mathfrak{S} = 15,8 \text{ t}$. Daher ergibt sich nach Fig. 486 das größte Moment

$$M_v'' = 8600 \cdot \frac{35^0}{4} = 752500 \text{ cmkg.}$$

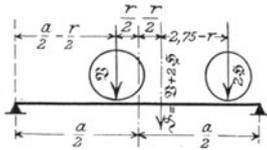


Fig. 487.

Finden bei großen Fachweiten a beide Räder auf dem Träger Platz (Fig. 487), so berechnet man den Abstand r der resultierenden \mathfrak{D} vom Vorderrad aus der Gleichung $\mathfrak{D}r = 2 \cdot \mathfrak{S} \cdot 2,75 = 5,5 \mathfrak{S}$ und stellt dann die Walze so auf, daß das Vorderrad um $0,5 r$ von der Trägermitte absteht, das größte Moment tritt dann unter diesem Rad ein. Hier würde sich $r = \frac{5,5 \cdot 3,6}{15,8} = 1,25 \text{ m}$ ergeben, so daß das Moment erst für $a \geq 5,0 \text{ m}$ 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 88. Es sollen die Momente infolge der Verkehrslast für die Querträger der in Fig. 482 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. 488 entfällt von den Radlasten R auf einen Querträger $\mathfrak{R} = R = 2,5 \text{ t}$, von dem hinter dem

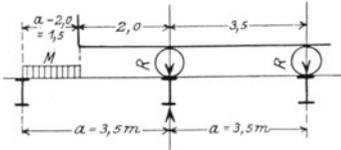


Fig. 488.

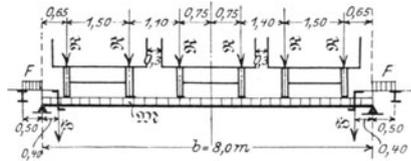


Fig. 489.

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 $F = 0,5 \cdot 3,5 \cdot 400 = 700 \text{ kg}$ (Fig. 489) beiderseits der Betrag $\mathfrak{F} = 700 \cdot \frac{0,5}{2 \cdot 0,9} = 200 \text{ kg}$. Daher berechnet sich das größte Moment nach Fig. 489 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. 490 zu $M_2 = 2,85 \cdot 3,5 \cdot 400 = 4000 \text{ kg}$; von der hinter dem Wagen stehenden Menschenlast

$$M = 1,5 \cdot 2,3 \cdot 400 = 1400 \text{ kg}$$

(Fig. 488) entfällt auf den Querträger der Anteil $M_1 = 1400 \cdot \frac{1,5}{2 \cdot 3,5} = 300 \text{ kg}$; die Fußwegbelastung liefert wie vorher den Beitrag 200 kg. Daher berechnet sich das größte Moment nach Fig. 490 mit $R = 5,0 \text{ t}$ zu $M_v'' = 5000 (4,0 - 0,75)$

$$+ 4000 \frac{2,85}{2} + \frac{300}{2} (4,0 - \frac{1,15}{2}) + 200 \cdot 0,4 = 22 544 \text{ mkg.}$$

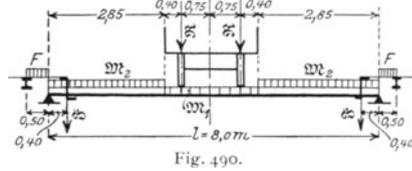


Fig. 490.

2. Außergewöhnliche Verkehrslast. Nach Fig. 491 entfällt auf den Querträger

$$\text{vom Vorderrad } \mathfrak{B} = V = 10,0 \text{ t}$$

$$\text{von jedem Hinterrad } \mathfrak{S} = 6,5 \cdot \frac{0,75}{3,5} = 1,4 \text{ t.}$$

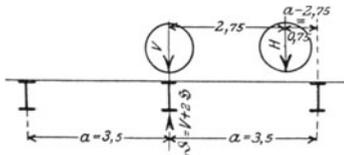


Fig. 491.

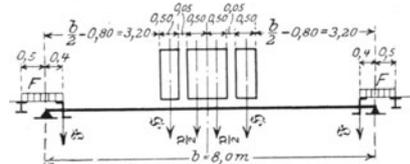


Fig. 492.

Von der seitlichen Fußwegbelastung $F = 0,9 \cdot 3,5 \cdot 400 = 1300 \text{ kg}$ (Fig. 492) entfällt auf den Querträger beiderseits der Betrag $\mathfrak{F} = \frac{1300}{2} = 650 \text{ kg}$. Daher berechnet sich das größte Moment nach Fig. 492 zu $M_v''' = 5000 (4,0 - 0,25) + 1400 (4,0 - 0,8) + 650 \cdot 0,4 = 23 490 \text{ mkg}$.

IV. Die Konsolen.

1. Die Konsolen bilden einseitig eingespannte Träger (Fig. 25). 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. 493.

Beispielsweise ergibt sich für die in Fig. 482 dargestellte Straßenbrücke die größte Belastung eines Hauptträgers mit $F = 2,5 \cdot 0,4 = 1,0 \text{ t/m}$ zu

$$p_v = \frac{8,0}{2} \cdot 0,4 + 1,0 \left(1 + \frac{2,5}{2 \cdot 8,0} \right) = 1,6 + 1,16 = \sim 2,8 \text{ t/m.}$$

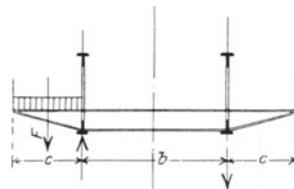
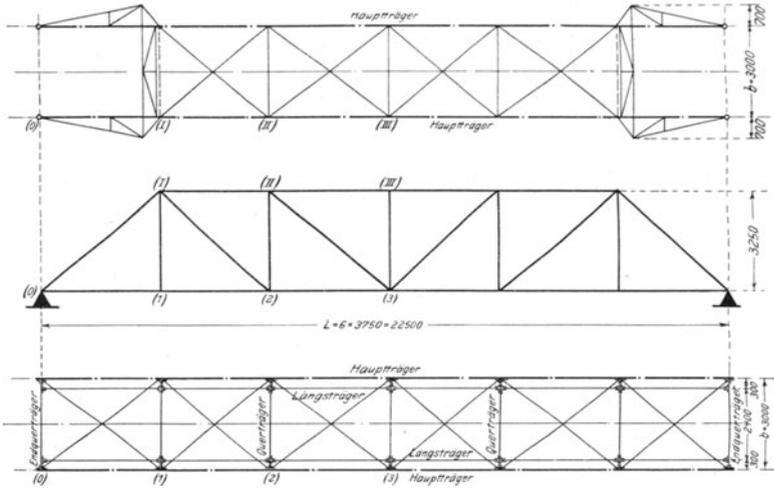


Fig. 493.

Bei Fachwerkträgern ist für diejenigen Vertikalen, die nur zur Aufhängung der Fahrbahn dienen, z. B. die Vertikalen in den ungeraden Knotenpunkten der Fig. 482, als Stabkraft der größte durch ständige und Verkehrslast erzeugte Stützdruck des Querträgers einzuführen.

Oberer Windverband.



Unterer Windverband.

Fig. 494^a.

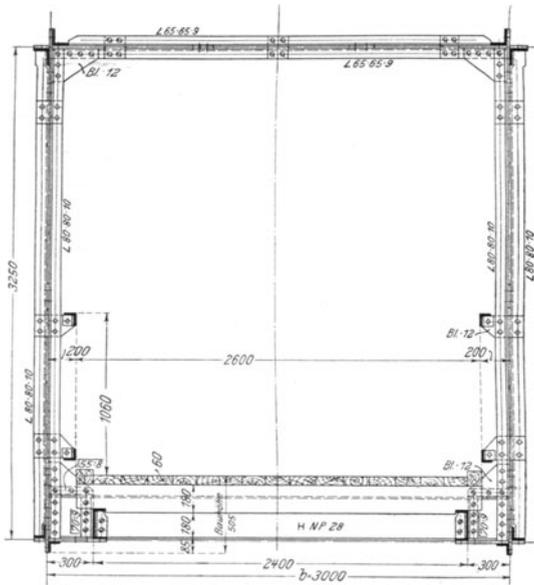


Fig. 494^b.

Querschnitt in Brückenmitte.

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 1,3 fache 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 89. Bei der in Fig. 494 dargestellten Fußgängerbrücke werden die Stützdrücke des oberen Windverbands durch in den Ebenen der Enddiagonalen ρ_1, ρ_2 liegende, fachwerkförmig gegliederte Rahmen mit Kämpfergelenken (Fig. 420 bis 422) auf die Hauptträgerstützpunkte ρ_1 übertragen; es sollen die Spannkkräfte in den einzelnen Rahmenstäben bestimmt werden.

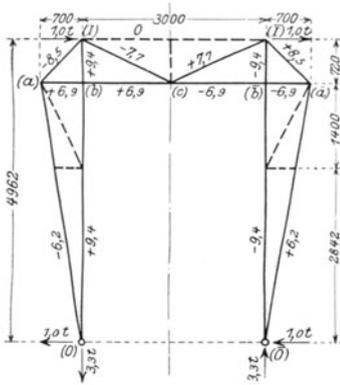


Fig. 495^a.

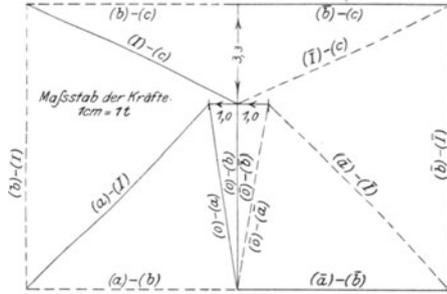


Fig. 495^b.

Auflösung. Die mittlere Stabbreite beträgt für den Obergurt 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, zuzüglich Knotenbleche rund 0,6 qm/m; hierzu für

Fig. 496^a.

Fig. 496^b.

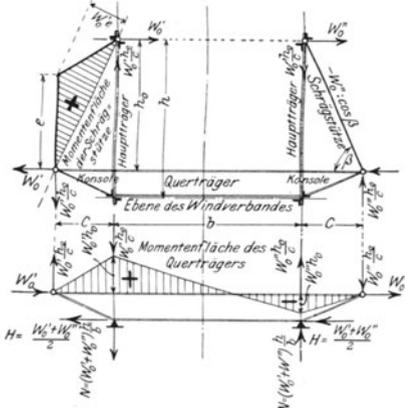


Fig. 496^c.

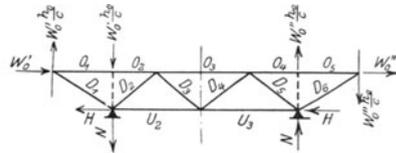


Fig. 497^a.

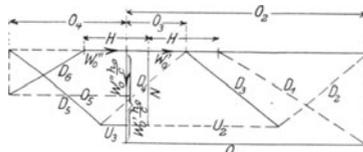


Fig. 497^b.

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 Windverbands zu $W = \frac{1}{3} \cdot 15,0 \cdot 0,9 \cdot 0,25 = 1,7$ t, wofür zur Berücksichtigung des auf die Enddiagonale und den Querrahmen treffenden Winddrucks rund $W = 2,0$ t eingeführt ist. Diese Kraft wird nach Fig. 495^a je zur Hälfte in den Punkten ρ_1 und ρ_2 der gegenüberliegenden Hauptträger angreifend gedacht und ruft in den Stütz-

punkten ρ_0 und $\bar{\rho}_0$ wagerechte Auflagerdrücke von je 1,0 t und lotrechte Auflagerdrücke von je $2,0 \cdot \frac{4,962}{3,0} = 3,3$ t hervor. Die Bestimmung der Spannkkräfte erfolgte nunmehr durch Zeichnung des Kräfteplans Fig. 495^b, in dem Druckkräfte durch ausgezogene Linien angegeben sind. Zugkräfte durch gestrichelte Linien angegeben sind.

2. Eine den Straßenbrücken eigentümliche Rahmenseite zeigt Fig. 498, nämlich die Abstützung der Obergurtnotenpunkte gegen die Spitzen der Konsolen bzw. der nach außen verlängerten Querträger, und zwar entweder durch eine gerade Schrägstütze (Fig. 496^a), die nur Längskräfte erleidet, oder aber durch eine passend gebogene Stütze (Fig. 496^b), wenn der Raum oberhalb der Konsole zur Durchführung des Fußgängerverkehrs freibleiben 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. 496^c dargestellt sind. Sind beide fachwerkförmig gegliedert, so werden die Spannkkräfte nach Fig. 497 zeichnerisch bestimmt.

Befindet sich eine solche Rahmenseite über einem Widerlager oder Zwischenpfeiler, so

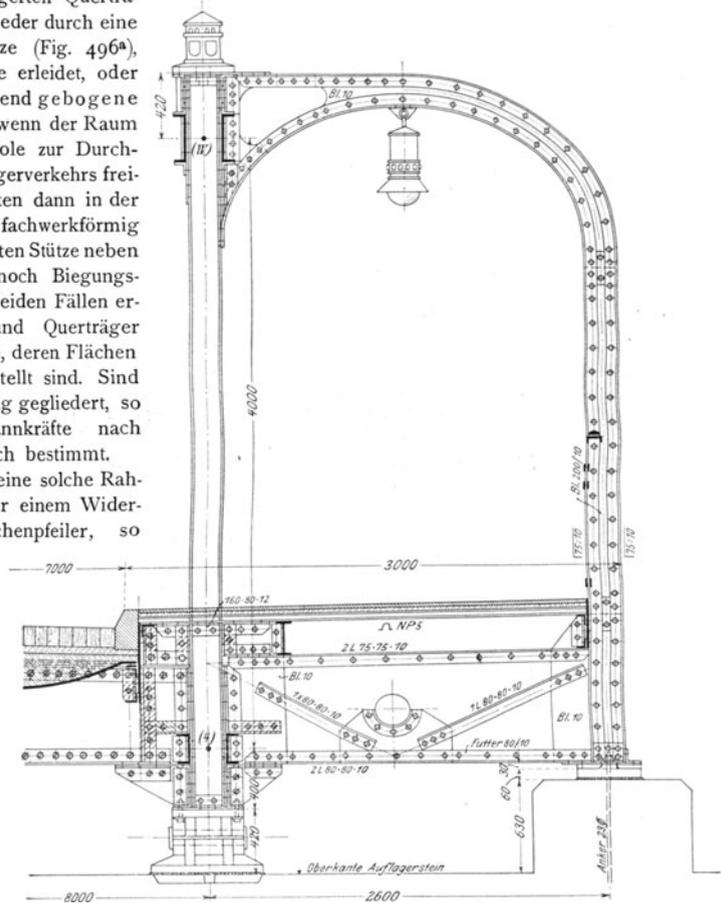


Fig. 498. Fufwegportal über den Mittelpfeilern der Straßenbrücke Fig. 482.

kann man Konsolen und Querträger durch Anordnung besonderer Auflager in den Konsolspitzen von zusätzlichen Momenten ganz freihalten, wie in Fig. 498 dargestellt; da nach Fig. 496^c sowohl positive als auch negative Stützdrücke auftreten können, ist das Auflager zu verankern, aber so, daß die Querverschieblichkeit nicht gehindert wird (vgl. Fig. 351); die wagerechten Stützdrücke H (Fig. 496^c) werden durch die Untergerüststäbe 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. 476, 478, 499), 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. 482, 498), 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. 489), 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. 494) 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. 482, 496).

2. Gefälle.

a) **Quergefälle.** Die Fahrbahn erhält zur Entwässerung von Straßenmitte zu den Bordsteinen hin ein Quergefälle, das entweder bei wagerechter Fahrbahn Tafel durch ungleiche Stärke der Fahrbahndecke (Fig. 478, 499, 500) oder aber bei gleichbleibender Deckenstärke durch eine beiderseits dem Quergefälle entsprechende Neigung der Fahrbahn Tafel (Fig. 477, 482) hergestellt wird.

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 Fahrbahndecke, um so entweder den Platz für die Ausbildung der Längsrinne zu gewinnen oder aber um einen durchlaufenden Schlitz für die Entwässerung zu schaffen (Fig. 477 und 478); im letzteren Falle müssen die Querträger sowie alle Holzteile mit Zinklech 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.

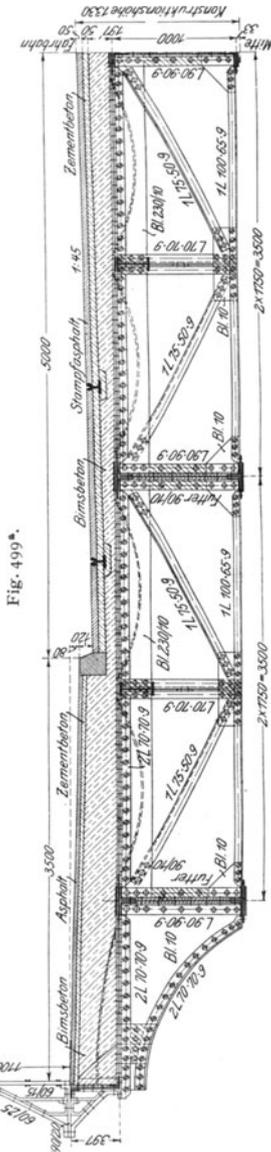


Fig. 499a.

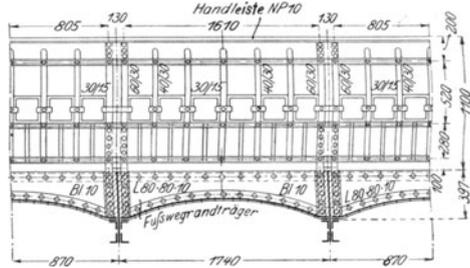


Fig. 499b. Schnitt a-b.

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 gepflasterten Stein- oder Eisen-

Rinnen ein Längsgefälle von $\frac{1}{100}$ bis $\frac{1}{200}$, 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. 35), 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. 482 und 496, der Fahrbahndecke parallel geführt.

Fig. 500.

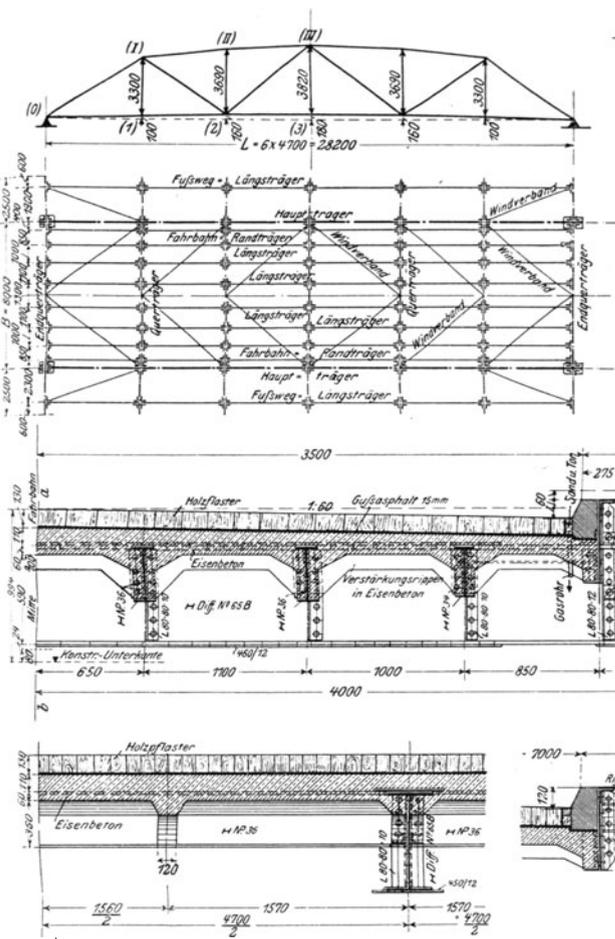


Fig. 500^a. Längsschnitt a-b.

Fig. 500^b.
Querschnitt in Brückenmitte.

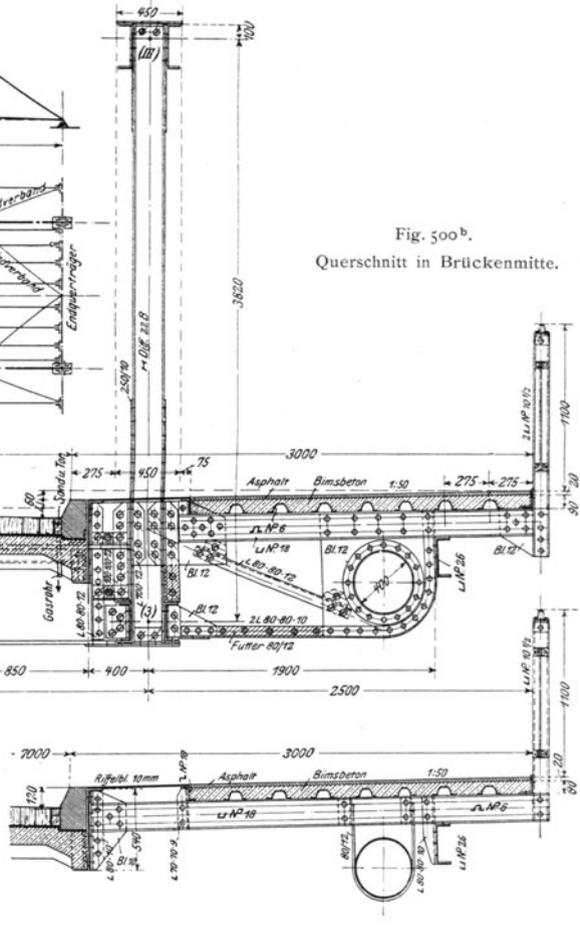


Fig. 500^d. Querschnitt durch den Fußweg zwischen den Konsolen.

3. Ausbildung.

a) **Steindecken.** α) Schotterdecken kommen hauptsächlich für die Fahrbahn der Landstraßenbrücken zur Verwendung, und zwar entweder auf Buckel- bzw. Tonnenblechen oder auf Belageisen (Fig. 478). Das Schotterbett ruht entweder unmittelbar oder unter Einschaltung einer mindestens 6 cm starken Betonschicht auf der Fahrbahnplatte. Die Stärke des Betts soll am Bordstein mindestens 10 cm über Fahrbahnplatteoberkante 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.

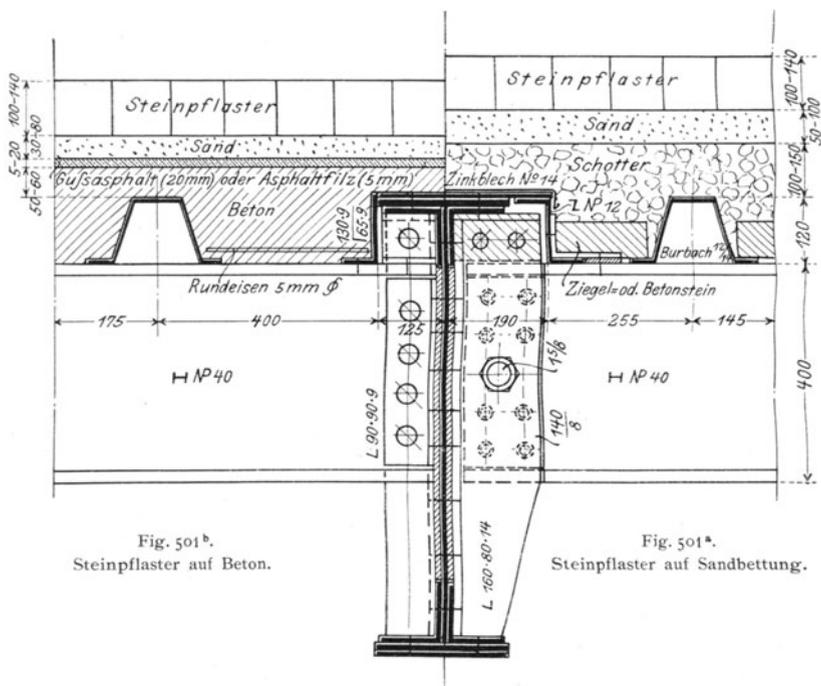
Zu demselben Zweck werden freitragende Platten aus Eisenbeton bzw. Zement- oder Tonplatten auf Unterbettung verwendet.

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. 501^a) oder aus

einer Betonschicht (Fig. 501^b), die die höchsten Punkte der Fahrbahtafel um 5 bis 6 cm überragen soll und zur wasserdichten Abdeckung eine 20 mm starke Gußasphalt- oder eine 5 mm starke Asphaltfilzschicht erhält, oder endlich aus

einer Asphaltbetonschicht, d. i. vorgewärmter Schotter und Sand mit heißem Teer und Asphalt gemischt.



d) Asphalt: Stampfasphalt, 5 cm stark, für die Fahrbahn, auf einer einheitlichen Zementbetonschicht, die die Fahrbahtafeloberkante 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. 499) 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. 477, 494); 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. 476 und 477); 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. 477), 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 erforderlich werdenden 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 Porphyrgus, 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. 482), 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. 500).

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 cm durch einbetonierte Gasrohre entwässert wird (Fig. 500^b).

II. Die Fahrbahntafel.

1. Ausbildung.

a) **Beton und Eisenbeton** kommt entweder eben nach Fig. 261, 262 oder 459, bei Spannweiten $L \leq 8,0$ m auch nach Fig. 259, oder aber gewölbt nach Fig. 264 oder 265 zur Verwendung. Die ebene oder gewölbte Tafel ruht entweder auf den Hauptträgern (Fig. 459) oder aber unter Fortfall der Längsträger auf den Querträgern oder endlich auf den Längsträgern (Fig. 500); 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 untenher 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 dann aus 2 halben Blechen und einem Tonnenblech zusammengenietet (Fig. 502).



Fig. 502.

Bei Sand- und Schotterauffüllung wird Einzelentwässerung, bei Betonausfüllung 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 Asphalt-

beton oder aus Beton mit Gußasphalt- oder Asphaltfilzüberzug abgedeckt. Die Wellen liegen meist rechtwinklig, seltener parallel zur Brückenachse; der seitliche Abschluß des Straßenkörpers erfolgt wie bei den Belageisen durch Bleche und Winkeleisen.

d) **Belageisen.** Außer den Normalprofilen kann das in Fig. 503 dargestellte Profil der Burbacher Hütte zweckmäßig verwendet werden.

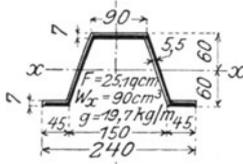


Fig. 503.

Die Belageisen werden zur Ersparnis an Eisen mit Zwischenräumen von 5 bis 15 cm und zwar entweder rechtwinklig (Fig. 478) oder parallel (Fig. 500) zur Brückenachse verlegt; die Zwischenräume werden bei Schotterauffüllung mit Ziegel- oder Betonsteinen ausgefüllt (Fig. 501^a und 509); eine auf Schalung hergestellte Betonauffüllung macht diese Steine entbehrlich und ermöglicht durch Anordnung von Eiseneinlagen (Fig. 501^b) größere Zwischenräume. Die Befestigung der Belageisen an den Fahrbahnträgern erfolgt durch Klemmplatten und Hakenschrauben (Fig. 504), seltener durch Vernieten oder Verschrauben der oberen oder unteren Flansche.

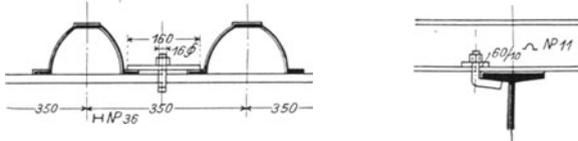


Fig 504.

Der seitliche Abschluß des Straßenkörpers erfolgt entweder durch die Randlängsträger wie beim Fußweg in Fig. 478^b oder durch seitliche Begrenzungsbleche bzw. Profileisen (Fig. 482^b und 509), die durch Winkeleisen mit den oberen Flanschen der Belageisen verbunden sind.

2. Unterbrechungen

der Fahrbahn sind bei mit Gelenken versehenen Hauptträgern (Fig. 482) an den Orten dieser Gelenke erforderlich.

a) Ruht die Fahrbahndecke auf einer nachgiebigen, verschieblichen Unterlage, z. B. auf Schotter oder Sand, so braucht sich die Unterbrechung nur auf die eigentliche Fahrbahn Tafel zu erstrecken; ein Beispiel zeigt Fig. 501^a für das feste Gelenk der Fig. 482; die Unterbettung wird durch ein Profileisen seitlich abgeschlossen, auf dessen oberen Flansch sich die seitlich verbreiterte oberste Querträgerlamelle lose 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 unachgiebig und unverschieblich, z. B. aus Beton gebildet, so muß nicht nur die Fahrbahn Tafel, sondern auch die Fahrbahndecke unterbrochen werden; ein Beispiel zeigt Fig. 505 für das bewegliche Gelenk der Fig. 482; der Straßenkörper ist beiderseits durch \square -förmige Träger abgeschlossen, von denen der eine mit dem Querträger, der andere aber mit dem längsverschieblich gelagerten Längsträger 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

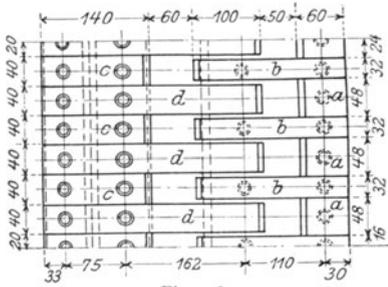


Fig. 508a.

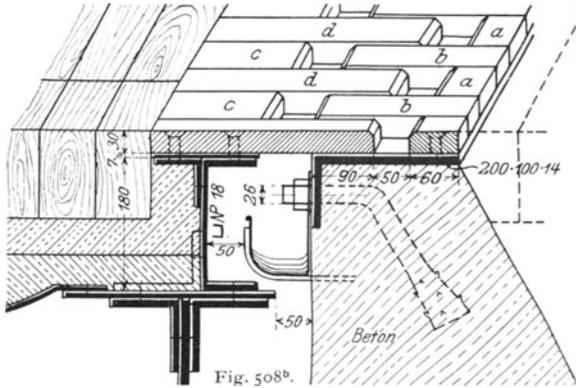


Fig. 508b.

Fig. 509a (vgl. Fig. 478).

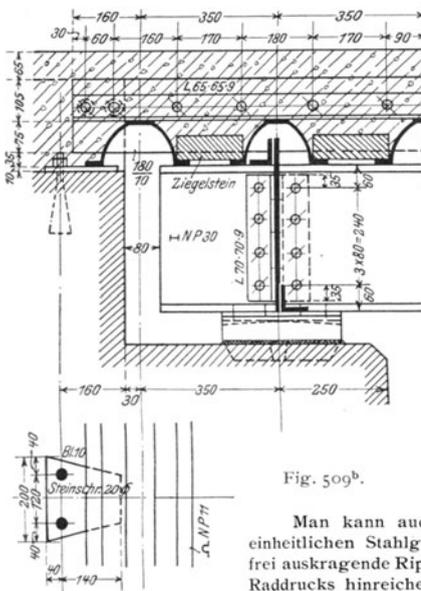


Fig. 509b.

entsprechend Fig. 505 abgeschlossen. Am beweglichen Auflager wird das Schlepblech bei großen Spannweiten, also großen Verschiebungen des Auflagers durch die in Fig. 508 dargestellten Finger ersetzt, das sind zahnartig ineinander greifende Flachsienen 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 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 Rostes 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 Stahlfußkörper 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. 509 ausgebildet werden; das letzte Belageisen ruht einerseits auf der Brücke, andererseits auf dem Widerlager auf und gleitet hier auf einzelnen durch Steinschrauben befestigten Unterlagblechen.

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. 500).

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. 477); 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 Winkeleisenstücke; zwischen Holz und Eisen ist zur Verhütung der Fäulnis ein Streifen aus Asphaltpappe, Asphaltfilz oder Zinkblech anzuordnen.

b) **Eiserne Längsträger** erhalten gewalzten oder genieteten Γ -, die Randträger auch \square - 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. 501^b für den festen Anschluß, Fig. 501^a für den festen, Fig. 505 für den beweglichen Gelenkanschuß.

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. 499); 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. 499) oder als Fachwerkträger (Fig. 482, 500) 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. 499) oder wenn das lotrechte Konsolanschlußblech durch die Hauptträgervertikale (Fig. 402^a) gesteckt werden kann. Bestehen die Vertikalen aus gewalzten H -Profilen, so kann die Anordnung nach Fig. 510 getroffen werden, die den Konsolanschluß der Straßenbrücke, Fig. 500, darstellt. Das lotrechte Anschlußblech der Konsole, dessen Begrenzung in Fig. 510^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 100·100·12 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. 482 dargestellt. Hier ist der Obergurt der Konsole an das lotrechte Blech c (Fig. 482^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. 482^{b u. c}) das wagerechte Abdeckblech g (Fig. 482^a), das an die Randlängsträger r (Fig. 482^a) und durch diese und die Winkel w_3 (Fig. 482^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. 482 und 510^a) verhindert, das Ausbiegen der Konsolspitze aber durch die Fußwegrandträger in Verbindung mit den in den End- bzw. Mittelfeldern angeordneten Schrägstäben (Grundriß Fig. 482, 500), die den Randträger an den Windverband anschließen; diese Schrägstäbe werden nur dann überflüssig, wenn die Fußwegtafel aus Tonnen- oder Buckelblechen besteht (Fig. 499).

2. Die Geländer

schließen die Fußwege nach außen ab und bestehen aus den Hauptpfosten, der Handleiste (Holm), den Zwischenpfosten, Zwischenriegeln und der Füllung.

a) Die Hauptpfosten werden, wenn Fahrbahn und Fußweg nicht durch die Hauptträger getrennt sind, durch die Hauptträgervertikalen gebildet (Fig. 477, 484), wenn die Fußwege durch besondere Hauptträger unterstützt sind (Fig. 478), in 1,0 bis 1,5 m Entfernung, wenn endlich die Fußwege auf Konsolen ausgekragt sind, in den Konsolspitzen angeordnet (Fig. 482, 499, 500). Sie werden aus Vierkanteisen (Fig. 478, 499), L -, JL -, C -, C -Eisen, seltener aus Gußeisen gebildet und meist durch Schrägstreben nach außen abgestützt (Fig. 478, 499); 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.

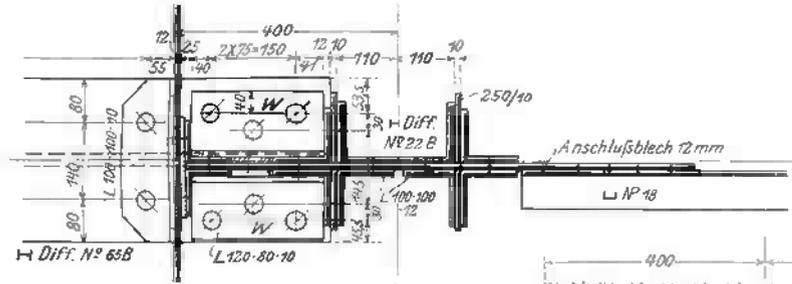


Fig. 510^b. Schnitt a-b.

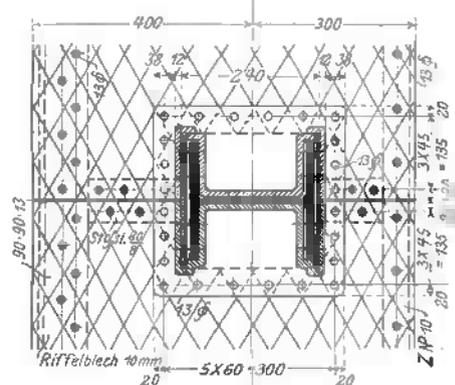


Fig. 510^c. Schnitt c-d.

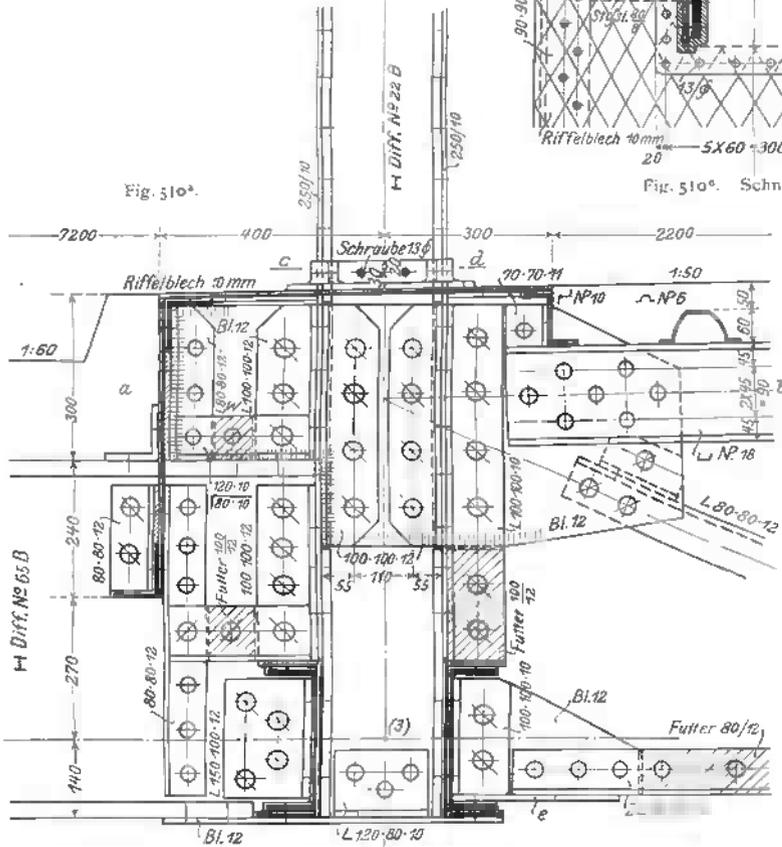


Fig. 510^a.

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

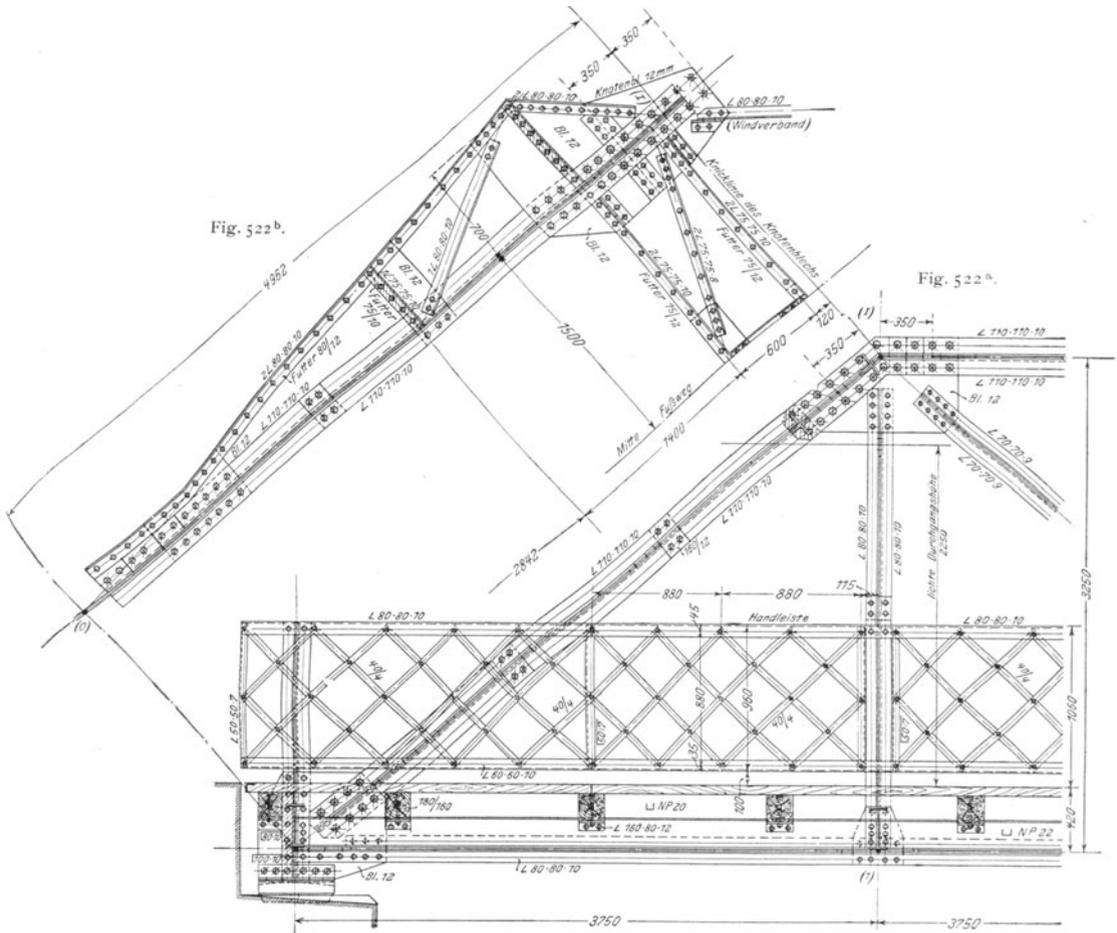


Fig. 522. Portalrahmen der Fußgängerbrücke Fig. 484.

zeigt Fig. 521 für den längsbeweglichen Windverbandanschluß des eingehängten Feldes des Fig. 482^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 Querträgergurt 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 \sphericalangle 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. 478^b zeigt ein Beispiel für einen vollwandigen, Fig. 499^a für einen gegliederten Querrahmen; Fig. 522 gibt die konstruktive Durchbildung des in Aufg. 89 berechneten Portalrahmens mit Kämpfergelenken.

Aus konstruktiven Gründen sind bei diesem Portal die Diagonalen \bar{l}_1-c_1 und \bar{l}_2-c_2 (vgl. Fig. 495) um 120 mm unterhalb der theoretischen Knotenpunkte \bar{l}_1 und \bar{l}_2 angeschlossen; in jedem dieser Punkte entsteht daher, da die wagerechte Seitenkraft der Diagonale nach Fig. 495 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. 477, 482 und 500; das in Fig. 498 dargestellte Portal über den Mittelpfeilern des Gerberträgers, Fig. 482, ist bereits unter A VII 2 konstruktiv erläutert.

Anhang

Zahlentafeln

Inhalt.

Zahlen- tafel		Seite
	I. Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe bei Hochbauten . . .	257
	II. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Deckenkonstruktionen	258
	III. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Dachkonstruktionen	259
	IV. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Eisenbahnbrücken	261
	V. Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Straßenbrücken	265
	VI. Gleichschenklige Winkeleisen	266
	VII. Ungleichschenklige Winkeleisen	267
	VIII. H-Eisen (Normalprofile, Differdingen, Peine, Mannstaedt), Belageisen	268
	IX. Z-Eisen, Quadranteisen	271
	X. □-Eisen	272
	XI. Lamellen und Stehbleche	274
	XII. ↓-Eisen, Handleisteneisen, Laufkranschienen	276
	XIII. Kreisquerschnitte, nahtlose Rohre, Gußrohre	277
	XIV. Blechträger	278
	XV. Whitworthsches Gewinde, Gewichte der Nietköpfe, Schlesische Zinkblechlehre	280
	XVI. Kastenträger. Wellbleche	281
	XVII. Belastungen und zulässige Beanspruchungen für Freileitungsmaste	282

Einheitsgewichte und zulässige Beanspruchungen der Baustoffe bei Hochbauten

(nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919).

I. Steine.

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/cbm	Zulässige Druckbeanspruchung in kg/qcm			Bemerkungen	
		in Auflagersteinen	in Pfeilern und Gewölben	in schlanken Pfeilern und Säulen		
Mauerwerk aus natürlichen Steinen:						
Quadermauerwerk in	Granit	2800	60	40	25	Je nach Beschaffenheit.
	Basalt	3000	65	45	30	
	Basaltlava	2800	20	15	10	
	Sandstein	2700	20	15	10	
Bruchsteine	2500		5-7			
Mauerwerk aus künstlichen Steinen:						
im Mauerwerk						
Mauerziegel 2. Klasse in Kalkmörtel	1800		7		1 Kalk : 3 Sand.	
Mauerziegel 1. Klasse in Kalkmörtel	1800		10		1 Kalk : 3 Sand.	
Kalksandsteine in verlängertem Kalkmörtel	1800		14		1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand.	
Mauerziegel 1. Klasse in verlängertem Kalkmörtel	1800		18		1 Zement : 2 Kalk : 8 Sand.	
Harthrandziegel in verlängertem Kalksandmörtel	1900		35		1 Zement : 3 Sand.	
Klinker in Zementmörtel	1000		3		Je nach Beschaffenheit.	
Schwemmsteine	2200		3-6			
Mauerwerk aus Beton:						
Zementbeton	2200		35		$k_z = 5$ kg/qcm (Mischung 1 : 5).	
Fundamentbeton { geschüttet	2200		6-8		1 Zement + 3 Sand + 7 Hochofenschlacke. 1 Zement + 3 Sand + 3 Bims Kies.	
			10-15			
Schlackenbeton	2200		5			
Bimsbeton	1600		10			
Guter Baugrund 3-4						
Glas: geblasenes Rohglas 2600 $k_b = 120$ kg/qcm						
gegossenes Rohglas 2600 $k_b = 80$ „						
Drahtglas 2700 $k_b = 160$ „						

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/cbm	Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/cbm
Asphalt: gegossen oder gestampft	1500	Hochofenschlacke {	Stücker Schlacke
Asphaltpappe	3 kg/qm		granulierter Schlackensand
Asphaltfilzplatten, 7 bis 10 mm stark	11-15 kg/qm		
Erde, Sand, Lehm { naß	2100	Bimssteinsand	700
	1600		
Kies { naß	2000	Kohlen {	Braunkohlen
	1700		Steinkohlen
	750		Preßkohlen
Koksasche	1000	Koks {	Zechenkoks
Kesselschlacke	1000		Gaskoks
		Gips, gegossen	1000

II. Holz.

Holzart	Einheitsgewicht γ ks/cbm	Zulässige Beanspruchung parallel zur Faser in kg/qcm				Bemerkungen
		Zug k_z	Druck k_d	Biegung k_b	Abscheren k_s	
Fichte (Rottanne)	600	90	50	80	8	Bei Bauten für vorübergehende Zwecke (Aüstungen, Ausstellungshallen u. dgl.) dürfen die Zahlen um 25 v. H. erhöht werden.
Tanne (Weißtanne)	600	80	50	90	8	
Kiefer (Föhre)	700	100	60	100	10	
Lärche	650	100	60	100	10	
Eiche	900	100	80	100	10	
Buche	800					Sützen und gedrückte Bauglieder ($E = 100000$ ks/qcm) müssen eine zehnfache ($J_{min} = 100 P_1 k_1^2$), bei Bauten zu vorübergehenden Zwecken eine siebenfache ($J_{min} = 70 P_1 k_1^2$) Knicksicherheit haben.

III. Metalle.

Gegenstand	Einheitsgewicht γ kg/cbm	Zulässige Beanspruchung in kg/qcm					Bemerkungen
		Zug k_z	Druck k_d	Biegung k_b	Abscheren k_s	Lochleibung k_l	
Eisen: Gußeisen	7250	250	500	250	200	—	In Lagern $k_d = 1000$ kg/qcm.
Flußeisen	7850	1200	1200	1200	1000	2000	
Flußstahl { gegossen (Stahlformguß) gewalzt oder geschmiedet	7860	—	—	1200	—	—	
Blei	11400	—	—	—	—	—	
Kupfer, gewalzt	8900	—	—	—	—	—	
Zink { gewalzt	7200	—	—	—	—	—	
{ gegossen	6900	—	—	—	—	—	
Bronze	8600	—	—	—	—	—	
Zinn, gewalzt	7400	—	—	—	—	—	
Messing	8600	—	—	—	—	—	

Zahlentafel II.

Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Deckenkonstruktionen

(nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919).

I. Belastungen.

1. Die ständige Last (Fußbodenbelag, Lagerhölzer, Deckenfüllung, Balken, Deckenputz) ergibt sich aus folgender Zusammenstellung.

Holzbalkendecken	Ge- wicht kg/qm	Gewölbte Decken (preußische Kappen bis 2 m Spannweite)	Ge- wicht kg/qm	Ebene Decken	Ge- wicht kg/qm
Balken, 24/26 cm stark, in 1,0 m Mittenentfernung . .	41	einschl. Füllmauerung.	275	10 cm stark aus Beton einschl. Eiseneinlagen	240
Lagerhölzer, 10/10 cm stark, in 1,0 m Mittenent- fernung	7		540	Stegzementdicke { 5 cm stark 90 8 " " 120 10 " " 155	
Halber Windelboden, bei 1,0 m Balkenentfernung	150		200	Zement- oder Gipsestrich für 1 cm-Stärke	22
Ganzer Windelboden, bei 1,0 m Balkenentfernung	293		100	Rab tzputz für je 1 cm Stärke	15
Rohrung und Putz	20				
Bretterfuß- { 2,0 cm stark 13 { 2,5 " " 16 boden bzw. { 3,0 " " 20 Schalung { 3,5 " " 23 { 6,0 " " 40					

2. Die Verkehrslast beträgt für

Dachbodenräume in Wohngebäuden	125 kg/qm
Wohngebäude (Kontorhäuser, Dienstgebäude, Läden bis 50 qm Grundfläche)	200 "
Klassenzimmer in Schulen und Hörsäle, Holztreppen in Klein- und Mittelhäusern	350 "
Geschäftshäuser, Warenhäuser, Versammlungsräume, Turnhallen, Theater	500 "
Treppen und deren Zugänge und Podeste, Fluren zu Unterrichts- und Versammlungsräumen	500 "
Werkstätten und Fabriken für leichteren Betrieb, Decken unter nicht befahrbaren Höfen	500 "
Durchfahrten und befahrbare Höfe, wenn nicht größere Einzellasten (Raddrücke) zu berücksichtigen sind	800 "

Für Aktengerüste und Schränke in Registraturen, Büchereien, Archiven usw. ist eine Nutzlast von 500 kg/cbm einschließlich der Hohlräume anzunehmen.

Für Werkstätten und Fabriken mit schwerem Betrieb ist die Verkehrslast in jedem Fall besonders zu ermitteln, und wenn stoßweise wirkende Erschütterungen, z. B. durch Maschinen oder schwere Kraftwagen zu erwarten sind, um 50 bis 100 v. H. zu erhöhen.

Für Abschlußgeländer von Treppen ist eine in Holmhöhe nach außen wirkende Seitenkraft von 40 kg/m, in öffentlichen Gebäuden von 100 kg/m einzuführen.

II. Zulässige Beanspruchungen.

1. Die Träger zur Unterstützung von Decken und Treppen dürfen höchstens mit 1200 kg/qcm beansprucht werden. Bei der Berechnung der Angriffsmomente ist die Entfernung der Auflagermitten als Stützweite einzuführen.

Die Durchbiegung soll bei stark beanspruchten Transmissionsträgern sowie bei denjenigen über 7 m langen Trägern und Unterzügen, die ein Gebäude aussteifen und an Stelle der sonst vorhandenen Quer- und Längswände treten, $\frac{1}{500}$ der freien Länge nicht überschreiten.

2. Die Stützen. a) Flußeiserne Stützen dürfen mit 1200 kg/qcm, bei genauer Berechnung der durch die ungünstigste Laststellung (Winddruck, Einzellasten, z. B. Kranbahnträger, exzentrischer Kraftangriff u. dgl.) eintretenden größten Kantenpressung mit 1400 kg/qcm beansprucht werden. Sie müssen ferner nach der Eulerschen Formel mit 5 facher Sicherheit gegen Knicken ($J_{\min} = 2,5 P_1 h_1^2$) berechnet werden.

b) Gußeiserne Säulen dürfen mit 500 kg/qcm auf Druck beansprucht werden und sind nach der Eulerschen Formel mit 6- bis 8 facher Sicherheit ($J_{\min} = 6 P_1 h_1^2$ bis $8 P_1 h_1^2$) zu berechnen.

Zahlentafel III.

Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Dachkonstruktionen

(nach den Bestimmungen vom 24. Dezember 1919).

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																			
		Ent- fernung cm	kg/qm	2,5 cm stark kg/qm	3,5 cm stark kg/qm		$\frac{L}{f}$	α																		
Biberschwänze {	Spießdach	55	20	10	—	—	65	$\frac{1}{3}$	33°40'																	
	Doppeldach	70	14	10	—	—	80	$\frac{1}{4}$	26°30'																	
	Kronendach	80	25	10	—	—	90	$\frac{1}{4}$	26°30'																	
Dachpfannen auf {	Lattung	65	24	5	—	—	70	$\frac{1}{3}$	33°40'																	
	Stülpchalung	65								20	—	90														
Falzziegel	45	33,5	5	—	—	50	$\frac{1}{8}$	18°30'																		
Schiefer {	deutscher	35	—	—	15	—	50	$\frac{1}{8}$	33°40'																	
	englischer	25	20	5	—	—	30	$\frac{1}{5}$	21°50'																	
Asphaltpappe, dopPELLÄGIG	25	—	—	15	—	40	$\frac{1}{30}$	5°40'																		
Holzzement	140	—	—	—	25	165	$\frac{1}{30}$	2°20'																		
Zink- und Kupferblech	10	—	—	15	—	25	$\frac{1}{30}$	2°20'																		
Zinkwellblech	10	—	—	15	—	25	$\frac{1}{30}$	5°40'																		
Eisenwellblech	15	200	10	—	—	25	$\frac{1}{30}$	5°40'																		
Glas einschl. Sprossen bei Verwendung von {	Rohglas {	4 mm stark	—	—	—	—	22	$\frac{1}{3}$	33°40'																	
										Drahtglas {	5 mm stark	—	—	—	—	25										
																	6 „ „	—	—	—	30					
																						5 mm stark	—	—	—	30

Die Sparren haben bei einer Entfernung von 0,8 bis 1,25 m sowohl in Holz als auch in Eisen ein Gewicht von 12 bis 15 kg/qm Grundriß,

die Pfetten je nach der Größe der Binderentfernung b und der Fachweite a (Fig. 270) von 10 bis 20 kg/qm Grundriß,

die Binder einschließlich des Windverbandes endlich je nach der Größe der Spannweite L und der Binderentfernung b von 15 bis 35 kg/qm Grundriß.

2. Verkehrslast. a) Die Schneebelastung beträgt bei einem Dachneigungswinkel:

$$\alpha = \begin{array}{|c|c|c|c|c|c|c|} \hline 0^\circ & \text{bis } 20^\circ & 25^\circ & 30^\circ & 35^\circ & 40^\circ & 45^\circ & > 45^\circ \\ \hline p_s = & 75 & 70 & 65 & 60 & 55 & 50 & 0 \end{array} \quad \left| \begin{array}{l} \text{kg/qm Grundriß.} \\ \end{array} \right.$$

Es ist dabei die Möglichkeit einer vollen und einer einseitigen Schneebelastung zu berücksichtigen.

b) Der Winddruck kann im allgemeinen wagerecht angenommen werden. Ist w_0 der Winddruck auf eine rechtwinkig zur Windrichtung (also lotrecht) stehende Fläche von 1 qm Größe, so entfällt auf die unter dem Winkel α gegen die Wagerechte geneigte Fläche F , rechtwinkig zu ihr wirkend, der Winddruck $W = w_0 F \sin^2 \alpha$; die auf 1 qm der lotrechten bzw. wagerechten Projektion der Fläche F entfallende lotrechte bzw. wagerechte Seitenkraft des Winddrucks ist ebenfalls $w_0 \sin^2 \alpha$.

Der Wert w_0 ist für Dächer in weniger als 25 m Höhe mit $\frac{125}{150}$ kg/qm einzuführen.

Gebäude, die durch Wände und Decken hinreichend ausgesteift sind, brauchen in der Regel nicht auf Winddruck untersucht zu werden.

Bei offenen Hallen ist ein auf Dach und Wände von innen nach außen, bei freistehenden Dächern ein von unten nach oben wirkender Winddruck von 60 kg für 1 qm rechtwinklig getroffener Fläche zu berücksichtigen.

c) Als Menschenbelastung ist

für wagerechte oder bis $\frac{1}{20}$ geneigte Dächer 250 kg/qm einschließlich Wind- und Schneelast einzuführen, wenn zeitweiliger Aufenthalt von Menschen, z. B. zu Spiel-, Beobachtungs- und Erholungszwecken nicht ausgeschlossen ist;

für alle Dächer in der Mitte der einzelnen Pfetten, Sparren oder Sprossen sowie für die Dachhaut unter Außerachtlassung der Wind- und Schneelast eine Einzellast von 100 kg für Personen anzunehmen, die das Dach bei Reinigungs- oder Wiederherstellungsarbeiten betreten, wenn die auf diese Konstruktionsteile wirkende Wind- und Schneelast zusammen weniger als 200 kg/m beträgt.

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.

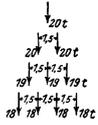
Bei fachwerkartigen Bauteilen brauchen die Neben- und Zwängungsspannungen nicht berücksichtigt zu werden.

2. Die Scherspannung der Niete und gedrehten Schrauben darf höchstens 1000 kg/qcm, der Lochleibungsdruck 2000 kg/qcm, bei gewöhnlichen Schrauben die Scherspannung höchstens 750 kg/qcm, der Lochleibungsdruck 1500 kg/qcm betragen. Hierbei ist für Niete und kegelförmig abgedrehte Bolzen der Bohrungsdurchmesser, für Schrauben der Schaftdurchmesser in Rechnung zu stellen.

3. Die Knicksicherheit der auf Druck beanspruchten Glieder muß, nach der Eulerschen Formel berechnet, im ungünstigsten Falle eine 4 fache sein ($J_{\min} = 2 P_1 h_1^2$). Als Länge h_1 dieser Glieder ist die ganze Systemlänge einzuführen.

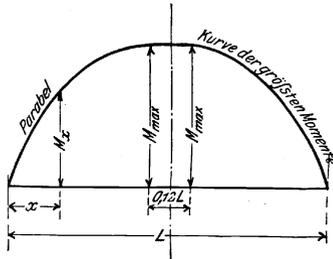
Die Zahl der Felder eines Fachwerkträgers, in denen bei Anwendung von Zugstäben Gegen-diagonalen erforderlich sind, ist mit dem Anderthalbfachen des vorstehenden Belastungszuges zu bestimmen.

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.

a) Größte Biegemomente M_{max} in mt für ein Gleis. Für Träger auf 2 Stützen von der Spannweite L können die durch diese Lasten erzeugten größten Biegemomente mit Hilfe der vorstehenden Tafel berechnet werden; für dazwischenliegende Stützweiten ist unter Benutzung der Werte $\Delta M_{max} : \Delta L$ geradlinig einzuschalten.



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	4,45		0,10	0,403	3,40		0,20	0,703	2,35		0,30	0,899	1,35		0,40	0,992	0,30
0,02	0,089	4,25		0,12	0,471	3,20		0,22	0,750	2,15		0,32	0,926	1,10		0,42	0,998	0,10
0,04	0,174	4,00		0,14	0,535	3,00		0,24	0,793	2,00		0,34	0,948	0,95		0,44	1,000	0,00
0,06	0,254	3,85		0,16	0,595	2,80		0,26	0,833	1,75		0,36	0,967	0,70		0,46	1,000	0,00
0,08	0,331	3,60		0,18	0,651	2,60		0,28	0,868	1,55		0,38	0,981	0,55		0,48	1,000	0,00
0,10	0,403			0,20	0,703			0,30	0,899			0,40	0,992			0,50	1,000	

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 bestehenden 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.

Tafel der größten Querkräfte Q .

Belastungslänge l	$\Sigma P b$	ΣP	Belastungslänge l	$\Sigma P b$	ΣP	Belastungslänge l	$\Sigma P b$	ΣP
m	mt	t	m	mt	t	m	mt	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

Bei Brücken mit obenliegender Fahrbahn und mit nur einem Windverband in der Ebene des Untergurts ist die durch den Wind hervorgebrachte Vergrößerung der lotrechten Elastung des einen Hauptträgers zu berücksichtigen, sobald sie den Wert von 10 v. H. der Elastung 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 m Höhe über Schienenoberkante anzunehmen.

Bei Brücken in geneigten Strecken oder vor Bahnhöfen ist unter Umständen die Wirkung der Bremskräfte auf die Fahrbauteile, die Lager- und die angrenzenden Hauptträgererteile zu beachten. Eine weitergehende Berücksichtigung dieser Kräfte kann bei Brücken auf eisernen Pfeilern notwendig werden.

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	ohne Rücksicht auf Winddruck $k =$	800	850	900	950	1000	1050	1100	kg/qcm
	mit Rücksicht auf Winddruck $k_m =$	800	1000	1050	1100	1150	1200	1250	kg/qcm

Für zwischenliegende Werte von L ist geradlinig einzuschalten. Maßgebend für die Querschnittbestimmung 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 die größte Druckkraft aller in Frage kommenden Diagonalen angenommen wird.

Die Knicksicherheit der Druckglieder soll, nach der Eulerschen Formel berechnet, eine mindestens 5 fache sein.

Die zulässige Scherspannung beträgt $k_s = c,7 k$, der zulässige Lochleibungsdruck $k_l = 2 k_s$. Jeder Anschluß eines zur Übertragung wesentlicher Kräfte dienenden Stabes muß bei Flacheisen mindestens 2, bei Winkelleisen 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_m erreichen, jedoch sind bei den Windverbänden schwächere Flacheisen als $80/10$ und bei den Eckverbänden schwächere Winkelleisen als 70.70.10 zu vermeiden.

Die Eckverbände sind stets, die Windverbände soweit zugänglich aus steifen Stäben zu bilden. Für solche Stäbe genügt der Nachweis einer nur 2 fachen 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 $1/3$ 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.

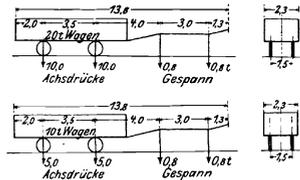
Belastungen und zulässige Beanspruchungen der Straßenbrücken

(nach den Vorschriften des Eisenbahn-Direktionsbezirks Berlin).

I. Belastungen.

1. Ständige Last. Die Werte der Zahlentafel I finden sinngemäße 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. α) Gewöhnliche Verkehrslast entweder ein Wagen von 20 t Gewicht (Felgenbreite 0,2 m, Laststreifenbreite 2,5 m) und ringsum Menschengedräge 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 Menschengedräge 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).

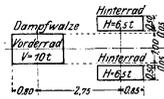
Für die Abmessungen und Belastungen elektrischer Motorwagen sind allgemein gültige Bestimmungen noch nicht aufgestellt; elektrische Trieb-wagen haben ein Gewicht von rund Anhänge-

0,9 t/qm bei 16 bis 18 m Länge und 3 m Breite.
0,6

β) Außergewöhnliche Verkehrslast: eine Dampfwalze mit 23 t Gewicht ohne Menschengedräge (in Großstädten mit 400 bis 450 kg/qm Menschengedräge rings um die von der Walze eingenommene Grundfläche von 2,5 × 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 Zahlentafel IV verwendet werden.



b) Fußwege einschließlich Fußgängerbrücken: Menschengedräge von 400 kg/qm (in Großstädten bis 550 kg/qm).

3. Winddruck. Es gelten die Angaben der Zahlentafel 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.

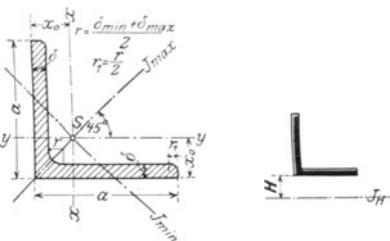
		Stützweite L bis zu							
		10	20	40	80	120	150	m	
Zulässige Beanspruchung auf Zug oder Druck	gewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	900	950	1000	1050	1100	1150	kg/qcm
		mit Rücksicht auf Wind $k_w =$	1100	1120	1160	1250	1340	1400	
	außergewöhnliche Verkehrslast	ohne Rücksicht auf Wind $k =$	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 5 fache 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 $k = 800$ 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.	Abmessungen in mm		Querschmitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwerpunktes x_0 nmm	Trägheitsmomente für die			
	Breite a	Dicke δ				Schwerachsen			Kante
						J_x cm ⁴	J_{max} cm ⁴	J_{min} cm ⁴	J_a cm ⁴
1 ^{1/2}	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	0,38	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	1,80	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
		6	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
		6	6,56	5,15	14,9	14,6	23,1	6,02	29,0
		9	8,24	6,47	15,6	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	26,3	41,4	11,3	56,0
6	60	6	6,91	5,42	16,9	22,8	36,1	9,43	42,3
		8	9,03	7,07	17,7	29,2	46,1	12,1	57,3
		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	1559
		16	45,7	35,9	43,0	949	1507	391	1760
		18	51,0	40,0	44,0	1052	1665	438	2023
16	160	15	46,1	36,2	45,0	1099	1745	453	2032
		17	51,8	40,7	46,0	1226	1945	506	2308
		19	57,5	45,1	46,0	1348	2137	558	2591

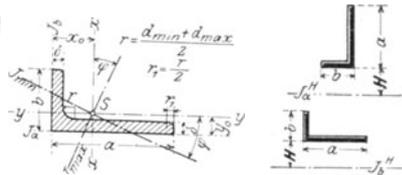


Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

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
5	28,6	30,7	32,9	35,3	37,8	40,3	43,0	45,9	48,8	7
6	37,4	40,2	43,1	46,2	49,4	52,8	56,3	59,9	63,7	9
7	46,5	49,6	52,9	56,4	60,0	63,8	67,8	71,9	76,4	11
8	55,9	59,2	62,6	66,2	70,0	73,9	77,9	82,0	86,5	13
9	65,6	69,1	72,7	76,4	80,2	84,1	88,2	92,5	97,0	15
10	75,6	79,3	83,0	86,8	90,7	94,7	98,9	103,2	107,8	17
11	85,8	89,7	93,6	97,6	101,7	105,9	110,2	114,7	119,4	19
12	96,2	100,3	104,4	108,6	112,9	117,3	121,8	126,5	131,4	21
13	106,8	111,0	115,2	119,5	123,9	128,4	133,0	137,8	142,8	23
14	117,6	121,9	126,2	130,6	135,1	139,7	144,4	149,3	154,3	25
15	128,6	133,0	137,4	141,9	146,5	151,2	156,0	160,9	165,9	27
16	139,8	144,3	148,8	153,4	158,1	162,9	167,8	172,8	177,9	29
17	151,2	155,8	160,4	165,1	169,9	174,8	179,8	184,9	189,9	31
18	162,8	167,5	172,2	177,0	181,9	186,9	191,9	197,0	202,1	33
19	174,6	179,4	184,2	189,1	194,1	199,1	204,2	209,3	214,5	35

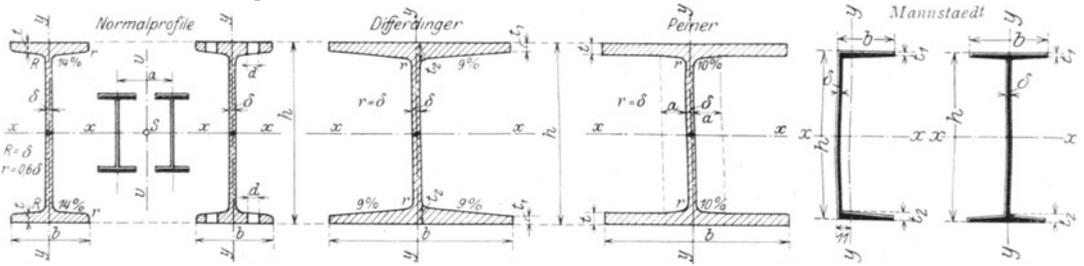
Profil Nr.	Abmessungen in mm		Quer-schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abstände des Schwerp x ₀ y ₀ mm		tg φ	Trägheits-momente für die Schwer-achsen		
	Breiten b a	Dicke δ			x ₀ mm	y ₀ mm		J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	J _z cm ⁴
2/3	20/30	3	1,42	1,11	9,9	0,4216	1,25	1,42	2,64	
		4	1,85	1,45	4,9	0,4214	0,45	0,28	0,79	
2/4	20/40	3	1,72	1,35	10,3	0,2575	1,59	1,82	3,45	
		4	2,25	1,77	5,4	0,2528	0,56	0,33	1,10	
3/4 1/2	30/45	4	2,87	2,25	14,3	0,4334	2,80	2,96	6,32	
		5	3,53	2,77	4,4	0,4288	0,48	0,31	0,81	
3/6	30/60	5	4,29	3,37	14,7	0,2544	3,58	3,78	8,45	
		7	5,85	4,59	4,8	0,2479	0,60	0,40	1,12	
4/6	40/60	5	4,79	3,76	19,5	0,4319	5,77	6,63	12,1	
		7	6,55	5,14	7,4	0,4275	2,05	1,19	3,63	
4/8	40/80	6	6,89	5,41	15,2	0,2568	6,99	8,01	15,2	
		8	9,01	7,07	7,8	0,2518	2,46	1,44	4,61	
5/7 1/2	50/75	7	8,33	6,54	21,5	0,4304	15,6	16,5	35,4	
		9	10,5	8,24	6,8	0,4272	2,61	1,71	4,59	
5/10	50/100	8	11,5	9,03	22,4	0,2655	20,7	21,8	50,0	
		10	14,1	11,1	7,6	0,2658	3,42	2,28	6,80	
6 1/2/10	65/100	9	14,2	11,2	19,5	0,4101	17,3	19,8	35,5	
		11	17,1	13,4	8,8	0,4074	6,20	3,66	10,7	
6 1/2/13	65/130	10	18,6	14,6	22,9	0,2569	44,9	47,6	101	
		12	22,1	17,4	9,6	0,2549	7,66	4,99	13,0	
8/12	80/120	10	19,1	15,0	29,4	0,4348	57,5	60,8	135	
		12	22,7	17,8	9,6	0,4304	9,70	6,41	18,0	
8/16	80/160	12	27,5	21,6	35,9	0,2686	116	123	264	
		14	31,8	25,0	11,2	0,2679	14,1	15,0	33,1	
10/15	100/150	12	28,7	22,5	46,3	0,4361	141	150	337	
		14	33,2	26,1	12,0	0,4339	23,5	14,6	43,9	
10/20	100/200	14	40,3	31,6	57,2	0,2608	140	160	296	
		16	45,7	35,9	15,9	0,2586	46,6	26,8	82,5	



Für Zwischenwerte von H kann geradlinig eingeschaltet werden.

Trägheitsmomente J_{xH}^H in cm ⁴ für einen Abstand H von												
Abstand H von												mm
4	5	6	7	8	9	10	11	12				
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			
15,2	20,1	24,4	26,0	27,7	29,5	31,3	33,2	35,1	5			
7,37	8,24	9,18	10,2	11,3	12,4	13,6	14,9	15,3	5			
43,5	45,7	48,0	50,4	52,9	55,5	58,1	60,9	63,7	5			
7,61	8,58	9,64	10,8	12,0	13,3	14,7	16,2	17,8	5			
61,4	64,6	67,8	71,2	74,7	78,3	82,1	85,9	89,9	5			
11,3	12,7	14,2	15,9	17,7	19,5	21,5	23,7	25,9	5			
35,5	43,7	46,0	48,4	50,9	53,5	56,2	59,0	61,8	5			
10,7	15,1	16,5	18,0	19,6	21,2	22,9	24,8	26,7	5			
50,1	61,8	65,1	68,5	72,0	75,7	79,5	83,4	87,4	5			
15,3	21,9	23,8	25,9	28,1	30,5	33,0	35,6	38,4	5			
118	122	127	132	137	142	147	153	158	6			
19,0	20,8	22,8	24,9	27,1	29,5	32,0	34,7	37,3	6			
135	158	164	170	177	183	190	197	204	6			
18,0	26,4	28,9	31,6	34,5	37,6	40,9	44,3	47,9	6			
115	120	125	130	135	141	147	152	159	6			
38,8	41,6	44,6	47,7	51,1	54,5	58,2	62,0	66,0	6			
149	156	162	169	176	183	190	198	206	6			
51,2	54,9	58,8	62,9	67,3	71,9	76,6	81,6	86,8	6			
299	309	318	328	338	348	359	369	380	6			
46,1	49,8	53,6	57,7	62,0	66,5	71,3	76,3	81,5	6			
331	375	368	398	410	423	436	449	462	6			
59,6	64,3	69,2	74,4	79,9	85,7	91,8	98,1	105	6			
296	336	346	357	369	380	392	404	416	6			
103	109	115	121	128	135	142	149	157	6			
364	414	427	440	454	468	483	498	513	6			
103	129	136	143	151	160	168	177	187	6			
722	794	813	833	852	872	893	914	935	6			
54,4	54,4	54,4	54,4	54,4	54,4	54,4	54,4	54,4	6			
374	395	413	433	454	479	504	530	556	6			
62,8	62,8	62,8	62,8	62,8	62,8	62,8	62,8	62,8	6			
276	317	317	317	317	317	317	317	317	6			
97,9	56,8	171	203	213	222	232	242	253	6			
323	370	686	762	782	803	824	846	868	6			
115	67,5	208	248	259	271	283	295	308	6			
719	762	1619	1749	1783	1818	1853	1888	1924	6			
122	79,4	209	252	264	277	290	304	318	6			
822	875	1896	2049	2088	2129	2170	2212	2254	6			
139	86,0	248	300	314	330	345	362	379	6			
48,9	6,9	1335	1452	1483	1514	1546	1578	1611	6			
24,2	232	400	460	477	494	511	529	548	6			
49,7	744	1564	1701	1737	1774	1811	1849	1887	6			
25,0	264	471	543	562	583	603	625	647	6			
71,2	165,4	3697	3933	3994	4056	4118	4182	4246	6			
21,8	282	474	550	571	593	616	640	664	6			
72,0	1863	4232	4503	4573	4643	4715	4788	4861	6			
22,6	315	549	638	663	689	715	743	771	6			

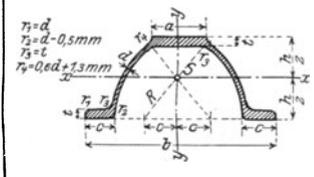
—Eisen (Normalprofile, Differdinger, Peiner, Mannstaedt). Zahlentafel VIII.
Belageisen.



1a. —Normalprofile.

Belageisen.

Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt		Trägheitsmomente		Widerstandsmomente		J _y = J _x für a	Profil Nr.	
	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im Steg δ mm	Stärke im Flansch t mm	F qcm	g kg/m	J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³			
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	1166	66,6	137	17,1	132	17	
18	180	82	6,9	10,4	27,9	21,9	1446	81,3	161	19,8	140	18	
19	190	86	7,2	10,8	30,6	24,0	1763	97,4	186	22,7	148	19	
20	200	90	7,5	11,3	33,5	26,3	2142	117	214	26,0	156	20	
21	210	94	7,8	11,7	36,4	28,6	2563	138	244	29,4	164	21	
22	220	98	8,1	12,2	39,6	31,1	3060	162	278	33,1	170	22	
23	230	102	8,4	12,6	42,7	33,5	3607	188	314	37,1	180	23	
24	240	106	8,7	13,1	46,1	36,2	4246	221	354	41,7	188	24	
25	250	110	9,0	13,6	49,7	39,0	4966	256	397	46,5	195	25	
26	260	113	9,4	14,1	53,4	41,9	5744	288	442	51,0	202	26	
27	270	116	9,7	14,7	57,2	44,9	6626	326	491	56,2	210	27	
28	280	119	10,1	15,2	61,1	48,0	7587	364	542	61,2	218	28	
29	290	122	10,4	15,7	64,9	51,0	8636	406	596	66,6	225	29	
30	300	125	10,8	16,2	69,1	54,2	9800	451	653	72,2	234	30	
32	320	131	11,5	17,3	77,8	61,1	12510	555	782	84,7	248	32	
34	340	137	12,2	18,3	86,8	68,1	15695	674	923	98,4	264	34	
36	360	143	13,0	19,5	97,1	76,2	19605	818	1089	114	278	36	
38	380	149	13,7	20,5	107	84,0	24012	975	1264	131	294	38	
40	400	155	14,4	21,6	118	92,6	29213	1158	1461	149	308	40	
42 ^{1/2}	425	163	15,3	23,0	132	103,6	36973	1437	1740	176	328	42 ^{1/2}	23
45	450	170	16,2	24,3	147	115,4	45852	1725	2037	203	346	45	23
47 ^{1/2}	475	178	17,1	25,6	163	128,0	56481	2088	2378	235	365	47 ^{1/2}	26
50	500	185	18,0	27,0	180	141,3	68738	2478	2750	268	384	50	26
55	550	200	19,0	30,0	213	167,2	99184	3488	3607	349	424	55	26
60	600	215	21,6	32,4	254	199,4	138957	4668	4632	434	460	60	26



Bei Abzug von vier Nietlöchern in den Flanschen wird

bei einem durchm. d	die Fläche F	das Trägheitsmoment J _x
mm	qcm	cm ⁴
16	26,3	1 498
21	28,9	1 826
22	31,8	2 210
23	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

Id. Dünnwandige T- und —Eisen für Fachwerkände
der Mannstaedt-Werke A.-G. Troisdorf b. Köln.

Form	Nr.	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke im			Querschnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Trägheitsmomente		Widerstandsmomente	
				Steg δ mm	Flansch t ₁ mm	Flansch t ₂ mm			J _x cm ⁴	J _y cm ⁴	W _x cm ³	W _y cm ³
H	5515	120	60	4	3	5	9,32	7,33	205	13,1	34,2	4,37
	5427	140	60	4	3	5	10,1	7,95	303	14,2	43,3	4,73
	5516	160	60	4	3	5	10,9	8,59	415	15,3	51,9	5,10
L	5428	140	50	4	3	5	9,28	7,28	261	18,6	37,3	16,9 4,76

1b. Differdinger I-I-Träger (Fig. S. 268)

der Deutsch-Luxemburgischen Bergwerks- und Hütten-Aktiengesellschaft Abt. Differdingen.

Abmessungen Höhe h mm		Breite b mm		Normalstegige										Dünnstegige									
				Profil	Steg- stärke δ	Flansch- stärke t_1 t_2		Quer- schnitt F qcm	Ge- wicht g kg/m	Trägheits- momente J_x J_y cm ⁴ cm ⁴		Wider- stands- momente W_x W_y cm ³ cm ³		Profil	Steg- stärke δ	Flansch- stärke t_1 t_2		Quer- schnitt F qcm	Ge- wicht g kg/m	Trägheits- momente J_x J_y cm ⁴ cm ⁴		Wider- stands- momente W_x W_y cm ³ cm ³	
Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.	Nr.		
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	3 468	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	5 143	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	565	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	2 266	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	42 ¹ / ₂ B	16,0	19,0	31,75	213,9	167,9	68 249	10 078	3 212	672	42 ¹ / ₂ 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 Bd	13,6	20,8	33,6	218,5	171,5	80 436	10 885	3 575	726		
475	300	47 ¹ / ₂ B	17,6	21,35	34,0	242,0	190,0	94 811	11 142	3 992	743	47 ¹ / ₂ 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	26,6	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		
<i>h</i>	<i>b</i>		δ	t_1	t_2	<i>F</i>	<i>g</i>	J_x	J_y	W_x	W_y		δ	t_1	t_2	<i>F</i>	<i>g</i>	J_x	J_y	W_x	W_y		

2. Belag-(Zores-)eisen (Fig. S. 268).

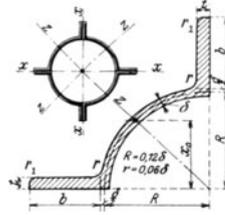
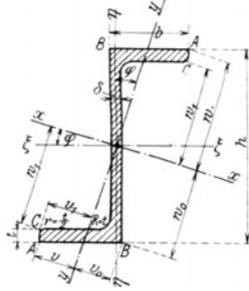
Normalprofile.

Profil	Abmessungen										Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstands- momente für die Schwerachsen		Profil Nr.
	Höhe h mm	Breite b mm	a mm	c mm	R mm	$t = r_3$ mm	$d = r_1$ mm	r_2 mm	r_4 mm	J_x cm ⁴			J_y cm ⁴	W_x cm ³	W_y cm ³		
5	50	120	33	21	60	5	3	2,5	3,1	6,74	5,29	23,5	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	
7 ¹ / ₂	75	170	45,5	28,5	85	7	4	3,5	3,7	13,2	10,4	107	347	28,1	40,8	7 ¹ / ₂	
9	90	200	53	33	100	8	4,5	4	4,0	17,9	14,1	207	651	46,1	65,1	9	
11	100	240	63	39	120	9	5	4,5	4,3	24,2	19,0	420	1272	75,9	106	11	

1c. Breit- und parallelfianschige Peiner H-Träger (Fig. S. 268)

der Aktien-Gesellschaft Peiner Walzwerk Peine.

Profil Nr.	Abmessungen				Normalstegige						Dünnstegige						Profil Nr.			
	Höhe h	Breite b	Flansch- stärke t	a	Steg- stärke δ	Quer- schnitt F	Ge- wicht g	Trägheits- momente		Widerstands- momente		Steg- stärke δ	Quer- schnitt F	Ge- wicht g	Trägheits- momente			Widerstands- momente		
								J_x	J_y	W_x	W_y				J_x	J_y		W_x	W_y	
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	1 223	391	136	6,5	56,6	44,5	3 449	1 227	383	136	P 18	
20 P	200	200	13,5	25,2	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	95,3	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	320 300	320 300	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	148,1 155,4	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	340 340	20,5	40,2	13	166,2 174,3	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	360 360	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	380 380	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	400 380	400 380	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	425 380	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 81 272	11 225 22 792	3 095 3 846	748 1200	Pa Pb 42 ¹ / ₂	
45 Pa Pb	450 380	450 380	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	475 380	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 4 851	827 1325	Pa Pb 47 ¹ / ₂	
50 Pa Pb	500 380	500 380	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	550 380	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	600 380	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	650 380	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	700 300	700 300	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	750 380	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	800 380	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	850 380	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 11 038	957 1533	Pa Pb 85	
90 Pa Pb	900 380	900 380	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	436 770 532 695	14 352 29 125	9 706 11 838	957 1533	Pa Pb 90	
95 Pa Pb	950 380	950 380	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	1000 380	31,8	39,2	20	383,9 434,8	301,3 341,3	596 607 715 890	14 395 29 169	11 932 14 318	960 1535	15	333,9 384,8	262,1 302,0	554 911 674 223	14 355 29 127	11 099 13 484	957 1533	Pa Pb 100	
			h	b	t	a	δ	F	g	J_x	J_y	W_x	W_y	δ	F	g	J_x	J_y	W_x	W_y



1. Z-Eisen.

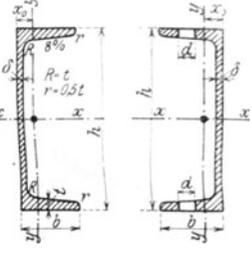
Profil Nr.	Abmessungen				Quer- schnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Lage der Haupt- achsen tg φ φ	Abstände des Schwerpunkts			Trägheits- momente für die Schwerachsen		Widerstandsmomente für die Schwerachsen				Profil Nr.
	Hohe h	Breite b	Stärke im Steg δ	Flansch t				w	w ₀	w ₁	J _x	J _ξ	J _x : w	J _x : w ₀	J _x : w ₁	W _ξ	
	mm	mm	mm	mm				v	v ₀	v ₁	cm ⁴	cm ⁴	cm ³	cm ³	cm ³	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	26,3	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	44,7	13,5	30,4	14,8	14,9	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

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	b	δ	t	r	r ₁	Quer- schnitt F qcm				Gewicht g kg/m	Träg- heits- moment J cm ⁴	Widerstands- momente W _z cm ³	W _x cm ³			
	mm	mm	mm	mm	mm	mm	qcm				kg/m	cm ⁴	cm ³	cm ³			
5	min max	50	35	4 8	6 8	6	3	7,44 12,0	5,84 9,42	34,6 34,7	29,8 48,0	23,4 37,7	576 906	89,6 135	66,2 102	min max	5
7 ^{1/2}	min max	75	40	6 10	8 10	9	4,5	13,7 20,0	10,8 15,7	49,5 49,7	54,8 80,0	43,1 63,0	2 068 2 980	237 331	175 248	min max	7 ^{1/2}
10	min max	100	45	8 12	10 12	12	6	22,0 30,1	17,3 23,6	64,3 64,9	88,0 120,0	69,2 94,2	5 464 7 480	497 664	367 495	min max	10
12 ^{1/2}	min max	125	50	10 14	12 14	15	7,5	32,2 42,2	25,3 33,1	80,2 80,0	128,8 168,8	101,3 132,7	12 156 15 780	917 1165	675 867	min max	12 ^{1/2}
15	min max	150	55	12 18	14 17	18	9	44,6 62,6	35,0 49,1	95,1 95,4	178,4 250,4	140,5 196,6	23 636 32 316	1522 2029	1120 1510	min max	15

└-Eisen (Normalprofile).

Bei F und J_x beziehen sich die oberen Zahlen auf den Querschnitt ohne, die unteren auf den mit Nietverschwächungen in den Flanschen.



Profil Nr.	Abmessungen					Querschnitt F gcm	Ge- wicht g kg/m	Abstand des Schwerpunkts x_0 mm	Trägheitsmomente für die			Widerstands- momente für die Schwer- achsen		J_x für H_0 mm	J_y für h_0 mm
	Höhe h mm	Breite b mm	Steg δ mm	Stärke Flansch t mm	Nietdurch- messer d mm				Schwerachsen	Steg- kante	J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	J_a cm ⁴		
3	30	33	5	7	7	5,44	4,27	13,1	6,4	5,3	14,7	4,3	2,7	—	18
4	40	35	5	7	7	6,21	4,87	13,3	14,1	6,7	17,7	7,1	3,1	—	24
5	50	38	5	7	7	7,12	5,59	13,7	26,4	9,1	22,6	10,6	3,8	2	29
6 ^{1/2}	65	42	5,5	7,5	7,5	9,03	7,09	14,2	57,5	14,1	32,3	17,7	5,1	8	36
8	80	45	6	8	13	11,0 8,9	8,64	14,5	106 79	19,4	43,2	26,5	6,4	14	43
10	100	50	6	8,5	13	13,5 11,3	10,6	15,5	206 160	29,3	61,5	41,2	8,5	21	52
12	120	55	7	9	16	17,0 14,1	13,4	16,0	364 275	43,2	87,5	60,7	11,1	27	59
14	140	60	7	10	16	20,4 17,2	16,0	17,5	605 470	62,7	126	86,4	14,8	34	69
16	160	65	7,5	10,5	16	24,0 20,6	18,8	18,4	925 737	85,3	167	116	18,3	41	78
18	180	70	8	11	16	28,0 24,5	22,0	19,2	1354 1102	114	217	150	22,4	47	86
20	200	75	8,5	11,5	20	32,2 27,6	25,3	20,1	1911 1482	148	278	191	27,0	54	94
22	220	80	9	12,5	20	37,4 32,4	29,4	21,4	2690 2151	197	369	245	33,6	60	103
24	240	85	9,5	13	23	42,3 36,3	33,2	22,3	3598 2827	248	459	300	39,6	67	111
26	260	90	10	14	23	48,3 41,9	37,9	23,6	4823 3848	317	586	371	47,8	73	120
28	280	95	10	15	23	53,3 46,4	41,8	25,3	6276 5063	399	741	448	57,2	80	130
30	300	100	10	16	26	58,8 50,5	46,2	27,0	8026 6347	495	924	535	67,8	86	140

Trägheits-

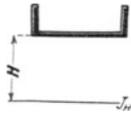
	5	6	7	8	9	10
8	61,9	66,3	70,9	76,8	80,8	86,1
10	30,0	28,0	26,3	24,7	23,4	22,3
12	85,8	91,5	97,4	104	110	117
14	44,0	41,3	38,8	36,7	34,8	33,2
16	119	126	134	142	150	159
18	64,6	61,0	57,8	54,9	52,3	50,1
20	166	176	185	196	206	217
22	94,9	90,0	85,5	81,4	77,8	74,5
24	217	228	240	253	265	279
26	128	122	116	111	106	102
28	278	292	306	321	336	353
30	170	163	155	149	143	137
32	351	367	384	402	421	440
34	221	212	203	195	188	181
36	458	478	499	520	543	566
38	298	286	275	264	255	246
40	563	587	611	636	663	689
42	375	361	347	335	323	312
44	712	740	769	799	830	862
46	484	467	450	435	420	406
48	889	922	955	990	1026	1063
50	619	598	578	559	541	524
52	1097	1135	1175	1215	1257	1300
54	779	754	730	707	685	665

Ältere └-Eisen für den

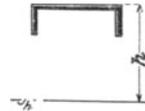
10 ^{1/2}	105	65	8	8	16	17,3 14,7	13,6	18,8	287 227	61,2	122	54,7	13,2	17	55	159 94,1	168 89,5	176 85,3	185 81,4	195 77,8	205 74,6
11 ^{3/4}	117,5	65	10	10	16	22,6 19,4	17,7	19,1	447 354	77,1	160	76,1	16,7	21	60	208 122	219 116	231 110	243 105	256 100	268 95,8
14 ^{1/2}	145	60	8	8	16	19,8 17,2	15,5	15,0	585 465	53,6	98,2	80,7	11,9	37	67	133 73,4	141 69,6	149 66,3	158 63,3	168 60,7	177 58,6
23 ^{1/2}	235	90	10	12	23	42,4 36,9	33,3	22,8	3429 2742	272	492	292	40,5	64	109	600 406	624 392	649 378	674 365	701 353	728 341
26	260	90	10	10	23	41,6 37,0	32,7	19,7	3900 3181	237	398	300	33,7	74	114	491 327	512 315	534 304	556 294	580 285	604 276
30	300	75	10	10	20	42,8 38,8	33,6	15,0	4125 4084	145	241	328	24,2	91	121	316 188	334 180	352 172	371 166	392 160	413 156
h	b	δ	t	d	F	g	x_0	J_x	J_y	J_a	W_x	W_y	H_0	h_0		5	6	7	8	9	10

Zahlentafel X.

(Fortsetzung.)



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																mm
20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	160	180	200	
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	2340	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	661	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	

Eisenbahn-Wagenbau.

322	473	659	880	1135	1425	1750	2109	2503	2931	3394	3892	4424	5591	6898	8343	10 ^{1/2}
61,4	82,9	139	230	355	515	709	938	1202	1500	1833	2200	2602	3510	4557	5741	11 ^{3/4}
423	622	866	1156	1491	1871	2297	2767	3283	3844	4450	5101	5798	7326	9036	10 926	11 ^{3/4}
77,3	104	176	293	455	663	915	1213	1556	1944	2378	2857	3380	4564	5928	7473	14 ^{1/2}
296	455	653	890	1167	1484	1841	2337	2672	3147	3662	4217	4811	6117	7583	9206	14 ^{1/2}
58,6	98,2	177	296	455	653	890	1167	1484	1841	2237	2672	3147	4217	5444	6830	23 ^{1/2}
1049	1454	1944	2519	3179	3923	4753	5667	6666	7750	8918	10 171	11 510	14 440	17 710	21 319	23 ^{1/2}
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	26
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	4008	4864	5805	6833	9144	11 797	14 793	
20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	160	180	200	

Zahlentafel XI: Lamellen und Stehbleche.

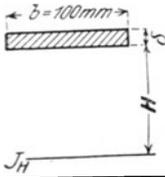
1. Lamellen: Trägheitsmomente J_H in cm^4 für eine Breite von 100 mm.

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	250	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	1052	1128	1207	1287
72,5	469	534	601	670	741	813	887	963	1040	1119	1200	1283	1368
80	565	643	723	805	889	975	1062	1151	1242	1336	1431	1528	1627
90	707	804	903	1004	1107	1212	1320	1429	1540	1653	1769	1887	2007
100	866	983	1103	1225	1350	1476	1605	1736	1870	2005	2143	2284	2427
110	1040	1181	1323	1469	1616	1766	1919	2074	2231	2391	2554	2719	2887
117,5	1181	1340	1501	1665	1832	2001	2172	2347	2523	2703	2885	3070	3258
120	1231	1396	1563	1734	1907	2082	2260	2441	2625	2811	3000	3192	3387
130	1437	1629	1823	2021	2221	2424	2630	2839	3050	3265	3483	3703	3927
140	1659	1880	2103	2330	2559	2792	3028	3266	3508	3753	4001	4252	4507
150	1898	2149	2403	2661	2922	3186	3453	3724	3998	4275	4555	4839	5127
160	2152	2436	2723	3014	3308	3606	3907	4211	4519	4831	5146	5464	5787
170	2423	2741	3063	3389	3719	4052	4388	4729	5073	5421	5772	6128	6487
180	2709	3064	3423	3786	4153	4524	4898	5276	5658	6045	6435	6829	7227
190	3011	3405	3803	4205	4611	5021	5436	5854	6276	6702	7133	7568	8007
200	3330	3764	4203	4646	5094	5545	6001	6461	6926	7394	7867	8345	8827
212,5	3750	4239	4731	5229	5731	6237	6748	7263	7783	8307	8836	9370	9908
225	4196	4741	5291	5845	6405	6969	7538	8111	8690	9273	9861	10454	11052
237,5	4666	5271	5881	6497	7117	7742	8372	9007	9647	10292	10942	11597	12258
250	5162	5830	6503	7182	7866	8555	9249	9949	10654	11364	12079	12800	13527
275	6228	7031	7841	8656	9477	10303	11136	11974	12818	13667	14523	15384	16252
300	7394	8345	9303	10267	11238	12214	13197	14186	15182	16183	17191	18206	19227
325	8660	9772	10891	12016	13149	14288	15434	16586	17746	18912	20085	21265	22452
350	10026	11311	12603	13903	15210	16524	17845	19174	20510	21853	23203	24561	25927
375	11492	12962	14441	15927	17421	18922	20432	21949	23474	25006	26547	28096	29652
400	13058	14726	16403	18088	19782	21483	23193	24911	26638	28372	30115	31867	33627
425	14724	16603	18491	20387	22293	24207	26130	28061	30002	31951	33909	35881	37852
450	16490	18592	20703	22824	24954	27093	29241	31399	33566	35742	37927	40122	42327
475	18356	20693	23041	25398	27765	30141	32528	35924	37330	39745	42171	44606	47052
500	20322	22907	25503	28109	30726	33352	35989	38636	41294	43961	46639	49328	52027

2. Stehbleche: Trägheitsmomente J_h in cm^4 bezogen

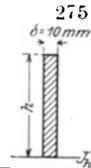
Ist das Stehblech δ mm stark, so sind die Werte J_h der Zahlentafel mit $0,1 \delta$ zu

h mm	J_h cm^4																
80	9,0	55	55,5	80	171	105	386	130	732	155	1211	180	1944	205	2872	230	4056
1	9,9	6	58,5	1	177	6	397	1	749	6	1265	1	1977	6	2914	1	4109
2	10,9	7	61,7	2	184	7	408	2	767	7	1290	2	2010	7	2957	2	4162
3	12,0	8	65,0	3	191	8	420	3	784	8	1315	3	2043	8	3000	3	4216
4	13,1	9	68,5	4	198	9	432	4	802	9	1340	4	2077	9	3043	4	4271
35	14,3	60	72,0	85	205	110	444	135	820	160	1365	185	2111	210	3087	235	4326
6	15,6	1	75,7	6	212	1	456	6	838	1	1391	6	2145	1	3131	6	4381
7	16,9	2	79,4	7	220	2	468	7	857	2	1417	7	2180	2	3176	7	4437
8	18,3	3	83,3	8	227	3	481	8	876	3	1444	8	2215	3	3221	8	4494
9	19,8	4	87,4	9	235	4	494	9	895	4	1470	9	2250	4	3267	9	4551
40	21,3	65	91,5	90	243	115	507	140	915	165	1497	190	2286	215	3313	240	4608
1	23,0	6	95,8	1	251	6	520	1	934	6	1525	1	2323	6	3359	1	4666
2	24,7	7	100	2	260	7	534	2	954	7	1552	2	2359	7	3406	2	4724
3	26,5	8	105	3	268	8	548	3	975	8	1581	3	2396	8	3453	3	4783
4	28,4	9	110	4	277	9	562	4	995	9	1609	4	2434	9	3501	4	4842
45	30,4	70	114	95	286	120	576	145	1016	170	1638	195	2472	220	3549	245	4902
6	32,5	1	119	6	295	1	591	6	1037	1	1667	6	2510	1	3598	6	4962
7	34,6	2	124	7	304	2	605	7	1059	2	1696	7	2548	2	3647	7	5023
8	36,9	3	130	8	314	3	620	8	1081	3	1726	8	2587	3	3697	8	5084
9	39,2	4	135	9	323	4	636	9	1103	4	1756	9	2627	4	3746	9	5146
50	41,7	75	141	100	333	125	651	150	1125	175	1786	200	2667	225	3797	250	5208
1	44,2	6	146	1	343	6	667	1	1148	6	1817	1	2707	6	3848	1	5271
2	46,9	7	152	2	354	7	683	2	1171	7	1848	2	2747	7	3899	2	5334
3	49,6	8	158	3	364	8	699	3	1194	8	1880	3	2788	8	3951	3	5398
4	52,5	9	164	4	375	9	716	4	1217	9	1912	4	2830	9	4003	4	5462



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													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	2 253	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	8 114	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	8 495	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	19 144	19 868	20 599	21 320	237,5
14 258	14 995	15 738	16 486	17 240	17 999	18 763	19 533	20 309	21 091	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
39 856	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	51 972	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

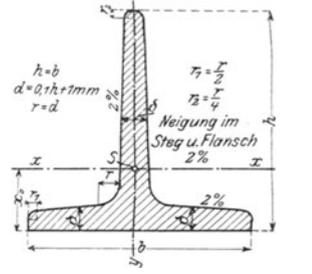
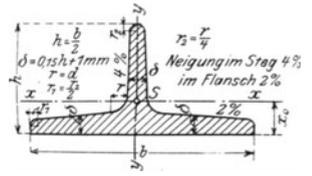
21	22	23	24	25	26	27	28	29	30	31	32	33	H
----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	----	-----

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																
250	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	28 006	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	28 595	465	33 515	490	39 216
1	8214	6	10 518	1	13 217	6	16 343	1	19 925	6	23 997	1	28 889	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. \perp -Eisen.



Profil Nr.	Abmessungen			Querschnitt F qcm	Gewicht g kg/m	Abst. d. Schwerpunkts x_0 mm	Trägheitsmomente für die Schwerachsen			Widerstandsmomente für die Schwerachsen W_x cm ³	Widerstandsmomente für die Kante W_y cm ³	Profil Nr.
	Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm				J_x cm ⁴	J_y cm ⁴	J_b cm ⁴			

Breitfüßige \perp -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
7/3 ^{1/2}	70	35	6	5,94	4,66	7,7	4,49	15,1	8,00	1,65	4,31	7/3 ^{1/2}
8/4	80	40	7	7,91	6,21	8,8	7,81	28,5	14,0	2,50	7,13	8/4
9/4 ^{1/2}	90	45	8	10,2	8,01	10,0	12,7	46,1	12,0	3,64	10,2	9/4 ^{1/2}
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 \perp -Eisen.

2/2	20	20	3	1,12	0,88	5,8	0,38	0,20	0,75	0,27	0,20	2/2
2 ^{1/3} /2 ^{1/2}	25	25	3,5	1,64	1,29	7,3	0,87	0,43	1,74	0,49	0,34	2 ^{1/3} /2 ^{1/2}
3/3	30	30	4	2,26	1,77	8,5	1,72	0,87	3,35	0,80	0,58	3/3
3 ^{1/2} /3 ^{1/2}	35	35	4,5	2,97	2,33	9,9	3,10	1,57	6,01	1,23	0,90	3 ^{1/2} /3 ^{1/2}
4/4	40	40	5	3,77	2,96	11,2	5,28	2,58	10,0	1,84	1,29	4/4
4 ^{1/2} /4 ^{1/2}	45	45	5,5	4,67	3,67	12,6	8,13	4,01	15,5	2,51	1,78	4 ^{1/2} /4 ^{1/2}
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	29,5	23,2	32,8	366	178	684	42,0	29,7	12/12
14/14	140	140	15	39,9	31,3	38,0	660	330	1236	64,7	47,2	14/14

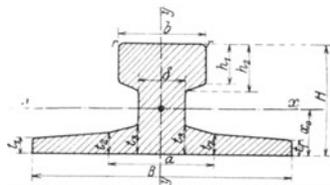
	b	h	δ	F	g	x_0	J_x	J_y	J_b	W_x	W_y
--	-----	-----	----------	-----	-----	-------	-------	-------	-------	-------	-------

2. Handleisteneisen.

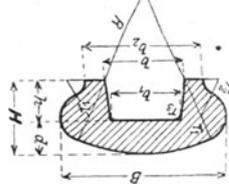
$R = B$. $H = 0,45 B$. $d = 0,2 B$.
 $b = 0,5 B$. $h = 0,25 B$. $r_1 = 0,15 B$.
 $r_2 = 0,10 B$. $r_3 = 0,05 B$.
 $b_1 = 0,45 B$. $b_2 = 0,75 B$.

Profil Nr.	Abmessungen				Querschnitt F qcm	Gewicht g kg/m
	B mm	H mm	b mm	h mm		
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	37,5	29,7

Laufkranschiene.



Handleisteneisen.



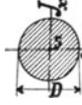
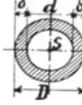
3. Laufkranschiene

der G. B. A. G. Aachener Hütten-Verein, Aachen-Rote Erde.

Profil Nr.	Abmessungen											Trägheitsmomente J_x cm ⁴	Trägheitsmomente J_y cm ⁴	Widerstandsmomente W_x cm ³	Widerstandsmomente W_y cm ³	Der zulässige Radrruck $R = D(b - \sigma r)$ ergibt sich in Tonnen für eine zulässige Beanspruchung $k =$						
	Kopf			Stärke im Flansch			Radius r mm	Querschnitt F mm ²	Gewicht g kg/m	Abstand des Schwerpunkts x_0 mm	einen Rad-durchm. D mm					$k =$						
	Höhe H mm	Breite B mm	Höhe h mm	Breite b mm	Stärke δ mm	t_1 mm										t_2 mm	t_3 mm	40 kg/qcm	50 kg/qcm	60 kg/qcm		
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: Kreisquerschnitte, nahtlose Rohre, Gußrohre.

 Kreisquerschnitte $\gamma = 7,85 \text{ t/cbm}$					 Nahtlose Rohre $\gamma = 7,85 \text{ t/cbm}$					 Gußrohre $\gamma = 7,25 \text{ t/cbm}$						
D	F	J	W	g	D	delta	F	J	W	g	D	delta	F	J	W	g
mm	qcm	cm ⁴	cm ³	kg/m	mm	mm	qcm	cm ⁴	cm ³	kg/m	mm	mm	qcm	cm ⁴	cm ³	kg/m
15	1,77	0,25	0,33	1,39		6	22,8	418	65,9	17,9	12	33,2	327	65,4	24,1	
20	3,14	0,79	0,79	2,47	127	7	26,4	477	75,0	20,7	100 15	40,1	373	74,6	29,0	
25	4,91	1,92	1,53	3,85	(5'')	8	29,9	532	83,7	23,5	18	46,4	409	81,7	33,6	
30	7,1	4,0	2,7	5,55		7	29,2	649	92,6	23,0	12	37,0	450	81,8	26,8	
35	9,6	7,4	4,2	7,55	140	8	33,2	725	103	26,0	110 15	44,8	518	94,1	32,5	
40	12,6	12,6	6,3	9,86	(5 1/2'')	9	37,0	798	114	29,1	18	52,0	572	104	37,7	
45	15,9	20,1	8,9	12,5		7	31,9	840	111	25,0	12	40,7	601	100	29,5	
50	19,6	30,7	12,3	15,4	152	8	36,2	941	122	28,4	120 15	49,5	696	116	35,9	
55	23,8	44,9	16,3	18,7	(6'')	9	40,4	1 038	136	31,7	18	57,7	774	129	41,8	
60	28,3	63,6	21,2	22,2		7	34,7	1 086	131	27,3	12	44,5	782	120	32,3	
65	33,2	87,6	27,0	26,0	165	8	39,5	1 219	147	31,0	130 15	54,2	911	140	39,3	
70	38,5	118	33,7	30,2	(6 1/2'')	9	44,1	1 346	163	34,6	18	63,3	1 019	156	45,9	
75	44,2	155	41,4	34,7		8	42,7	1 547	174	33,5	12	48,3	997	142	35,0	
80	50,3	201	50,3	39,5	178	9	47,8	1 711	192	37,5	140 15	58,9	1 167	167	42,7	
85	56,7	256	60,3	44,5	(7'')	10	52,8	1 869	210	41,4	18	69,0	1 311	187	50,0	
90	63,6	322	71,6	49,9		8	46,0	1 926	202	36,1	12	52,0	1 248	166	37,7	
95	70,9	400	84,2	55,6	191	9	51,5	2 136	224	40,4	150 15	63,6	1 467	196	46,1	
100	78,5	491	98,2	61,7	(7 1/2'')	10	56,9	2 336	245	44,6	18	74,6	1 656	222	54,1	
105	86,6	597	114	68,0		8	49,0	2 333	229	38,7	15	75,4	2 434	278	54,7	
110	95,0	719	131	74,6	203	9	54,9	2 586	254	43,1	175 20	97,4	2 973	340	70,6	
115	103,9	859	149	81,5	(8'')	10	60,6	2 831	278	47,6	25	117,8	3 405	389	85,4	
120	113,1	1 018	170	88,8		8	52,3	2 829	262	41,0	15	87,2	3 754	375	63,2	
125	122,7	1 198	192	96,3	216	9	58,5	3 141	291	45,9	200 20	113,1	4 637	464	82,0	
130	132,7	1 402	216	104,2	(8 1/2'')	10	64,7	3 441	319	50,8	25	137,4	5 299	537	99,6	
135	143,1	1 630	242	112,4		8	55,5	3 395	296	43,6	15	99,0	5 483	487	71,7	
140	153,9	1 886	269	120,8	229	9	62,2	3 770	329	48,8	225 20	128,8	6 831	607	93,4	
145	165,1	2 170	299	129,6	(9'')	10	68,8	4 133	361	53,0	25	157,1	7 977	709	113,9	
150	176,7	2 485	331	138,7		8	58,6	3 979	330	46,0	15	110,7	7 676	614	80,3	
155	188,7	2 833	366	148,1	241	9	65,6	4 420	367	51,5	250 20	144,5	9 628	770	104,8	
160	201,1	3 217	402	157,8	(9 1/2'')	10	72,6	4 850	402	57,0	25	176,7	11 321	906	128,1	
165	213,8	3 638	441	167,9		8	61,8	4 682	369	48,5	20	160,2	13 103	953	116,2	
170	227,0	4 100	482	178,2	254	9	69,3	5 205	410	54,4	275 25	196,3	15 458	1124	142,4	
180	254,5	5 153	573	199,8	(10'')	10	76,7	5 714	450	60,2	30	230,9	17 585	1280	167,4	
190	283,5	6 397	673	222,6		10	80,7	6 676	500	63,4	20	175,9	17 329	1154	127,5	
200	314,2	7 854	785	246,6	267	11	88,5	7 261	544	69,4	300 25	216,0	20 586	1372	156,6	
210	346,4	9 547	909	271,9	(10 1/2'')	12	96,1	7 831	587	75,5	30	254,5	23 475	1565	184,5	
220	380,1	11 499	1045	298,4		10	84,5	7 655	549	66,3	20	191,6	22 380	1377	138,9	
230	415,5	13 737	1194	326,1	279	11	92,6	8 329	597	72,7	325 25	235,6	26 691	1643	170,8	
240	452,4	16 286	1357	355,1	(11'')	12	100,7	8 918	639	79,0	30	278,0	30 558	1880	231,6	
250	490,9	19 175	1534	385,3		10	88,6	8 818	604	69,5	25	255,3	33 901	1937	185,1	
260	530,9	22 432	1726	416,8	292	11	97,1	9 599	657	76,2	350 30	301,6	38 943	2225	218,7	
270	572,6	26 087	1932	449,5	(11 1/2'')	12	105,6	10 364	710	82,9	35	346,4	43 490	2485	251,1	
280	615,8	30 172	2155	483,4		10	92,7	9 977	654	72,8	30	348,7	60 067	3003	252,8	
290	660,5	34 719	2394	518,5	305	11	101,6	10 993	720	79,8	400 35	401,3	67 450	3373	291,0	
300	706,9	39 761	2651	554,9	(12'')	12	110,5	11 873	778	86,7	40	452,4	74 192	3710	327,9	

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.

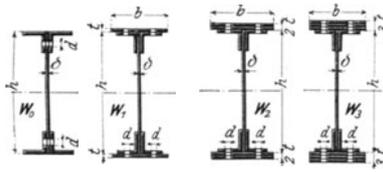
in cm³

Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.

Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Nietdurch- messer d 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	$\frac{160}{10}$	20	$W_0 =$	891	1020	1150	1290	1430	1580	1730	1890	2060	2230	2400
$W_1 =$				1330	1510	1700	1890	2090	2290	2500	2710	2930	3160	3380	
$W_2 =$				1780	2000	2250	2470	2720	2960	3220	3480	3740	4010	4290	
4	70-70-11	$\frac{160}{10}$	20	$W_0 =$	1020	1160	1310	1460	1620	1790	1960	2130	2310	2500	2690
$W_1 =$				1450	1640	1850	2050	2260	2480	2710	2940	3170	3410	3660	
$W_2 =$				1890	2130	2370	2630	2890	3150	3420	3690	3970	4260	4540	
7	75-75-8	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	868	992	1120	1260	1400	1550	1700	1860	2020	2190	2360
$W_1 =$				1400	1580	1770	1970	2170	2380	2600	2830	3040	3270	3510	
$W_2 =$				1920	2160	2410	2660	2910	3180	3440	3730	4000	4280	4570	
10	75-75-10	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1010	1150	1300	1450	1610	1780	1950	2120	2300	2490	2680
$W_1 =$				1520	1730	1940	2150	2370	2600	2830	3070	3310	3560	3810	
$W_2 =$				2040	2300	2560	2830	3100	3390	3670	3960	4260	4560	4870	
13	75-75-12	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1150	1300	1470	1640	1820	2000	2180	2380	2570	2780	2990
$W_1 =$				1650	1860	2090	2320	2560	2800	3050	3300	3570	3830	4100	
$W_2 =$				2160	2430	2710	3000	3290	3580	3890	4190	4510	4830	5150	
16	80-80-8	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	919	1050	1190	1330	1480	1630	1790	1950	2120	2290	2475
$W_1 =$				1440	1630	1830	2030	2240	2450	2670	2910	3130	3370	3610	
$W_2 =$				1960	2210	2460	2710	2980	3250	3520	3810	4080	4380	4670	
19	80-80-10	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1070	1220	1380	1540	1710	1880	2060	2240	2430	2620	2820
$W_1 =$				1570	1780	2000	2220	2450	2690	2930	3170	3420	3670	3940	
$W_2 =$				2080	2360	2630	2900	3180	3470	3760	4060	4370	4680	4990	
22	80-80-12	$\frac{180}{10}$	20	$W_0 =$	1220	1390	1560	1740	1930	2120	2320	2520	2720	2940	3150
$W_1 =$				1710	1930	2170	2410	2660	2910	3170	3430	3700	3970	4250	
$W_2 =$				2220	2500	2780	3080	3380	3680	3990	4310	4640	4960	5300	
25	90-90-9	$\frac{200}{10}$	20	$W_0 =$	1100	1250	1410	1580	1750	1920	2110	2290	2490	2690	2890
$W_1 =$				1680	1900	2130	2360	2600	2850	3100	3360	3620	3890	4160	
$W_2 =$				2270	2550	2840	3140	3440	3750	4070	4380	4710	5040	5370	
28	90-90-11	$\frac{200}{10}$	20	$W_0 =$	1270	1440	1620	1810	2010	2210	2410	2620	2830	3060	3280
$W_1 =$				1830	2070	2320	2580	2840	3110	3380	3660	3940	4240	4530	
$W_2 =$				2420	2720	3030	3350	3670	4000	4340	4680	5020	5380	5730	
31	90-90-13	$\frac{200}{12}$	23	$W_0 =$	1440	1600	1800	2000	2210	2430	2650	2880	3110	3350	3590
$W_1 =$				2030	2300	2580	2860	3150	3450	3750	4050	4370	4690	5010	
$W_2 =$				2710	3050	3400	3750	4110	4470	4840	5220	5610	6000	6390	
34	100-100-10	$\frac{220}{10}$	23	$W_0 =$	1270	1450	1630	1820	2010	2210	2420	2630	2840	3070	3290
$W_1 =$				1880	2130	2390	2650	2920	3190	3480	3760	4050	4350	4660	
$W_2 =$				2530	2840	3160	3490	3830	4170	4520	4870	5230	5600	5970	
37	100-100-12	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1460	1660	1860	2070	2290	2510	2740	2980	3220	3470	3720
$W_1 =$				2170	2460	2750	3050	3360	3670	3990	4310	4640	4980	5320	
$W_2 =$				2940	3310	3680	4060	4440	4830	5230	5640	6050	6470	6890	
40	100-100-14	$\frac{220}{12}$	23	$W_0 =$	1630	1850	2080	2320	2560	2810	3060	3320	3590	3860	4130
$W_1 =$				2320	2630	2940	3270	3600	3940	4280	4630	4980	5340	5710	
$W_2 =$				3090	3470	3870	4270	4680	5100	5520	5940	6380	6820	7260	
	Winkel	$\frac{b}{t}$	d	$\frac{h}{\delta} =$	400 10	440 10	480 10	520 10	560 10	600 10	640 10	680 10	720 10	760 10	800 10

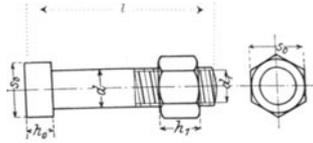
Zahlentafel XIV.

(Fortsetzung.)



Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Niedersch. d mm	$\frac{h}{\delta} =$	Stehblech:															
					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	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	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	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	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	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	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	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	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	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	23 360	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	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	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	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				

Zahlentafel XV: Whithworthsches Gewinde, Gewichte der Nietköpfe, Schlesische Zinkblechlehre.



Die Länge z ist handelsüblich auf 0 oder 5 abzurunden.

1. Whithworthsches Gewinde.

Gewinde-durchmesser		Kern-durchmesser d_1 mm	Anzahl der Gewinde-gänge auf 1" engl.	Höhe der Mutter des Kopfes		Schlüssel-weite s_0 mm	Querschnitt im Schaft Kern		Gewinde-durchmesser d engl. Zoll
engl. Zoll	mm			h_1 mm	h_0 mm		$\frac{\pi d^2}{4}$ qcm	$\frac{\pi d_1^2}{4}$ qcm	
1/4	6,35	4,72	20	6	4	13	0,32	0,17	1/4
5/16	7,94	6,13	18	8	6	16	0,49	0,30	5/16
3/8	9,52	7,49	16	10	7	19	0,71	0,44	3/8
7/16	11,1	8,79	14	11	8	21	0,97	0,61	7/16
1/2	12,7	9,99	12	13	9	23	1,27	0,78	1/2
5/8	15,9	12,9	11	16	11	27	1,98	1,31	5/8
3/4	19,1	15,8	10	19	13	33	2,85	1,96	3/4
7/8	22,2	18,6	9	22	15	36	3,88	2,72	7/8
1	25,4	21,3	8	25	18	40	5,07	3,57	1
1 1/8	28,6	23,9	7	29	20	45	6,41	4,49	1 1/8
1 1/4	31,7	27,1	7	32	22	50	7,91	5,77	1 1/4
1 3/8	34,9	29,5	6	35	24	54	9,57	6,83	1 3/8
1 1/2	38,1	32,7	6	38	27	58	11,4	8,39	1 1/2
1 5/8	41,3	34,8	5	41	29	63	13,4	9,49	1 5/8
1 3/4	44,4	37,9	5	44	32	67	15,5	11,3	1 3/4
1 7/8	47,6	40,4	4 1/2	48	34	72	17,8	12,8	1 7/8
2	50,8	43,6	4 1/2	51	36	76	20,3	14,9	2
2 1/4	57,1	49,0	4	57	40	85	25,6	18,9	2 1/4
2 1/2	63,5	55,4	4	64	45	94	31,7	24,1	2 1/2
2 3/4	69,8	60,6	3 1/2	70	49	103	38,3	28,8	2 3/4
3	76,2	65,9	3 1/2	76	53	112	45,6	35,2	3
3 1/4	82,5	72,6	3 1/4	83	58	121	53,5	41,3	3 1/4
3 1/2	88,9	78,9	3 1/4	89	62	130	62,1	48,9	3 1/2
3 3/4	95,2	84,4	3	95	67	138	71,2	55,9	3 3/4
4	101,6	90,8	3	102	71	147	81,0	64,7	4
4 1/4	108,0	96,7	2 3/8	108	76	156	91,6	73,3	4 1/4
4 1/2	114,3	103,0	2 3/8	114	80	165	103	83,3	4 1/2
4 3/4	120,7	108,8	2 3/4	121	85	174	114	93,3	4 3/4
5	127,0	115,2	2 3/4	127	89	183	127	104	5
5 1/4	133,4	121,7	2 1/8	133	93	192	140	116	5 1/4
5 1/2	139,7	127,5	2 1/8	140	98	201	153	128	5 1/2
5 3/4	146,1	133,1	2 1/8	146	102	209	167	139	5 3/4
6	152,4	139,4	2 1/2	152	106	218	182	153	6

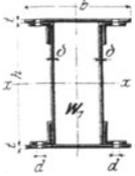
2. Gewichte der Nietköpfe für 1000 Stück.

Nietdurchmesser $d =$	8	10	13	16	20	23	26	30	
Gewicht von 1000 Nietköpfen . . .	2,36	4,60	10,1	18,9	36,8	56,0	80,9	124,3	kg

3. Schlesische Zinkblechlehre.

Nr. der Lehre	5	6	7	8	9	10	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20	21	22	
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	1,95	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

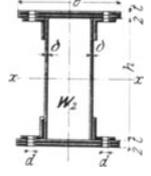
Zahlentafel XVI: Kastenträger, Wellbleche.



I. Kastenträger.

Es bedeutet:

W_1 { das Widerstandsmoment { mit je einer } Lamellen oben und unten bei Bertick-
 W_2 { für die Schwerachse $x-x$ { mit je zwei } sichtigung der Nietverschwächungen.
 Für zwischenliegende Werte der Stehblechhöhe h ist geradlinig einzuschalten.



Nr.	Winkel mm	Lamelle $\frac{b}{t}$ mm	Nietdurch- messer 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	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
2		10		$W_2 =$	2 320	2 700	3 100	3 500	3 920	4 350	4 790	5 240	5 710	6 180	6 670
3		400	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		10		$W_2 =$	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	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		10		$W_2 =$	2 420	2 830	3 250	3 680	4 120	4 580	5 040	5 520	6 010	6 510	7 020
7		400	20	$W_1 =$	1 900	2 340	2 700	3 070	3 450	3 850	4 260	4 670	5 100	5 540	6 000
8		10		$W_2 =$	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	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		12		$W_2 =$	4 220	4 870	5 540	6 220	6 910	7 620	8 330	9 060	9 800	10 560	11 320
11		600	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		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	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		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	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		14		$W_2 =$	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						Gewicht unverzinkt ohne Ober- deckungen g kg/qm	Widerstands- moment für 1 m Breite W cm ³	Profil Nr.	Abmessungen						Gewicht unverzinkt ohne Ober- deckungen g kg/qm	Widerstands- moment für 1 m Breite W cm ³						
	Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm	Querschnitt für 1 m Breite qcm	Stärke δ mm				Bau- breite B mm	Querschnitt für 1 m Breite qcm	Breite b mm	Höhe h mm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm			Querschnitt für 1 m Breite qcm	Stärke δ mm	Bau- breite B mm	Querschnitt für 1 m Breite qcm		
60 20	60	20	$\frac{3}{4}$	720	10,2	8,12	4,27	135	135	30	$\frac{3}{4}$	810	8,62	6,89	5,99	100	100	50	$1\frac{1}{4}$	600	15,7	12,6	19,3
			$\frac{7}{8}$		11,8	9,47	4,95				$1\frac{1}{2}$		10,1	8,04	6,96				$1\frac{1}{2}$		19,6	15,7	24,0
			$1\frac{1}{4}$		13,5	10,8	5,63				$1\frac{1}{2}$		11,5	9,19	7,92				2		23,6	18,8	28,6
76 20	76	20	$\frac{3}{4}$	760	8,72	6,78	4,06	150	150	40	$\frac{3}{4}$	750	8,72	6,88	8,29	100	100	60	$1\frac{1}{4}$	500	17,7	14,2	25,6
			$\frac{7}{8}$		10,2	8,13	4,71				$1\frac{1}{2}$		10,2	8,17	9,64				$1\frac{1}{2}$		22,1	17,7	31,9
			$1\frac{1}{4}$		11,6	9,30	5,36				$1\frac{1}{2}$		11,6	9,30	11,0				2		26,6	21,2	38,1
100 30	100	30	$\frac{3}{4}$	800	9,02	7,22	6,33	150	150	60	$1\frac{1}{4}$	600	13,3	10,7	18,2	100	100	80	$1\frac{1}{4}$	400	27,1	21,7	50,4
			$\frac{7}{8}$		10,5	8,42	7,35				$1\frac{1}{2}$		14,6	11,6	13,7				$1\frac{1}{2}$		26,1	21,1	60,3
			$1\frac{1}{4}$		12,0	9,62	8,37				$1\frac{1}{2}$		17,5	14,0	16,3				2		35,4	28,3	50,4
100 40	100	40	$\frac{3}{4}$	700	10,0	8,00	9,07	150	150	60	$1\frac{1}{4}$	600	16,7	13,3	22,6	100	100	100	$1\frac{1}{4}$	400	32,1	25,7	72,4
			$\frac{7}{8}$		11,7	9,35	10,5				$1\frac{1}{2}$		20,0	16,0	27,0				$1\frac{1}{2}$		38,6	30,8	86,6
			$1\frac{1}{4}$		13,3	10,7	12,0				$1\frac{1}{2}$		26,7	21,3	35,8				2		51,4	41,1	115
Rolladenwellbleche																							
100 40	100	40	$\frac{3}{4}$	700	10,0	8,00	9,07	90	90	70	$1\frac{1}{4}$	450	21,3	17,0	34,8	30	15	30	$1\frac{1}{2}$	600	7,42	5,93	2,38
			$\frac{7}{8}$		11,7	9,35	10,5				$1\frac{1}{2}$		26,6	21,3	43,3				11,1		8,91	3,52	
			$1\frac{1}{4}$		13,3	10,7	12,0				$1\frac{1}{2}$		31,9	25,5	51,8				11,1		8,90	3,20	
100 40	100	40	$\frac{3}{4}$	700	10,0	8,00	9,07	90	90	70	$1\frac{1}{4}$	450	21,3	17,0	34,8	40	20	40	$1\frac{1}{2}$	600	7,42	5,93	2,38
			$\frac{7}{8}$		11,7	9,35	10,5				$1\frac{1}{2}$		26,6	21,3	43,3				11,1		8,90	3,20	
			$1\frac{1}{4}$		13,3	10,7	12,0				$1\frac{1}{2}$		31,9	25,5	51,8				11,1		8,90	3,20	

Belastungen und zulässige Beanspruchungen für Freileitungsmaste.

Aufgestellt vom Verband Deutscher Elektrotechniker. Gültig ab 1. Jan. 1914.

I. Leitungen.

Der Festigkeitsberechnung ist

1. eine Temperatur von -20°C ohne veränderliche Belastung,
2. eine Temperatur von -5°C und eine durch Eis und Wind erzeugte Zusatzbelastung $p = (0,19 + 0,05 d)$ kg/m Leitungslänge zugrundelegen, wobei d den Leitungsmesser, bei isolierten Leitungen den Außendurchmesser, in mm bedeutet.

Hierbei sollen massive Kupferleiter 1200
Kupferseile mit höchstens 1600 kg/qcm beansprucht werden.
Aluminiumseile 700

II. Flußeiserne Gestänge.

1. Die Maste sind für die gleichzeitige Wirkung des Winddruckes und des Spitzenzuges zu berechnen; letzterer ist der auf die Mastspitze bezogene, in einer der Hauptachsen angreifende nutzbare Zug.

Bei Tragmasten wird der Spitzenzug durch den in wagerechter Richtung rechtwinklig zur Leitungsebene auf die halbe Länge sämtlicher Leitungen (einschl. etwa vorhandener Preldrähte) wirkenden Winddruck bestimmt. In der Leitungsrichtung müssen die Maste mindestens $\frac{1}{4}$ dieses Zuges aufnehmen können. Tragmaste sind nur in gerader Linie oder bis zu einer Abweichung von 5° zulässig.

Bei Eckmasten ist als Spitzenzug bei Richtungsänderungen
 $> 20^{\circ}$ die Resultierende aus den größten Leitungszügen,
 $< 20^{\circ}$ der Spitzenzug für 20° Abweichung einzusetzen.

Bei Abspannmasten ist als Spitzenzug $\frac{2}{3}$ des größten einseitigen Leitungszuges, bei Endmasten endlich dieser ganze Zug in Rechnung zu stellen.

2. Die Beanspruchung des Flußeisens soll im ungünstigsten Falle auf
Zug, Druck und Biegung (Normalspannung) $k = 1500$ kg/qcm (bei Zugstäben unter Berücksichtigung der Nietverschwächung)

Abscheren bei Nieten $\dots\dots\dots k_1 = 1200$ kg/qcm
Schrauben $\dots\dots\dots k_2 = 750$ kg/qcm
Lochleibung $\dots\dots\dots k_3 = 2 k_2$ nicht überschreiten.
Nietdurchmesser unter 13 mm und Eisenstärken unter 4 mm sind unzulässig.

3. Die Knicksicherheit soll für Stäbe mit
 $\lambda < 105$ nach Tetmayer eine 2 fache
 $\lambda > 105$ nach Euler eine 3 fache sein ($E = 2150$ t/qcm)¹⁾.

Für die Eckständer ist als kleinstes Trägheitsmoment bei Winkelisen das auf eine zum Winkelschenkel parallele Schwerachse bezogene Trägheitsmoment einzuführen, wenn die Diagonalen eines Feldes bei der Abwicklung der Mastseiten in allen Seiten parallel sind, im Gegenfalle das kleinste Hauptträgheitsmoment.

Für die gedrückten Füllungsstäbe ist stets das kleinste Trägheitsmoment einzusetzen.

4. Die Durchbiegung der Maste darf bei einer über ihre freie Länge gleichmäßig verteilten, also in halber Höhe angreifenden Windlast von 125 kg/qm auf Leitungen und Maste höchstens 2% der freien Länge betragen. Hierbei ist entweder der wirkliche Winddruck festzustellen oder es ist als Windfläche die Hälfte einer als geschlossen angenommenen Mastwand unter Vernachlässigung der Konstruktionsteile und der Saugwirkung einzuführen. Bei den Leitungen ist die vom Wind getroffene Fläche gleich dem 0,5 fachen Durchmesser mal Länge einzusetzen.

5. Bei den Fundamenten der Maste darf die Kantenpressung an der Fundamentsohle ohne Berücksichtigung des seitlichen Erddrucks bei dem größten Umsturzmoment das für den Baugrund zulässige Maß (i. d. R. 2,5 kg/qcm) nicht überschreiten, wobei das Gewicht des auflastenden Erdrucks bis zu einem Böschungswinkel von 30° gegen die Lotrechte berücksichtigt werden kann und wobei das Gewicht des Betons mit 2000 kg/cbm, das des auflastenden Erdrucks mit 1600 kg/cbm einzusetzen ist.

¹⁾ Die Knicksicherheit nach Tetmayer berechnet sich mit $k_1 = (3100 - 11,41 \lambda)$ kg/qcm und $k = 1500$ kg/qcm zu $\mathcal{C} = \frac{k_1}{k}$, hierbei ist $\lambda = \frac{l}{i} = \frac{\text{Stablänge}}{\text{Trägheitshalbmesser}}$. Bei der Berechnung des Trägheitshalbmessers $i = \sqrt{\frac{J}{F}}$ sind Trägheitsmoment J und Querschnittsfläche F ohne Nietabzug einzuführen.

Leitfaden für den Unterricht in Eisenkonstruktionen an Maschinenbauschulen.

Von Prof. Dipl.-Ing. **L. Geusen** (Dortmund). Mit 173 Textfiguren. 1914. Kartoniert Preis M. 2,—.

Die Knickfestigkeit. Von Privatdozent Dr.-Ing. **Rudolf Mayer** (Karlsruhe). Mit 280 Textabbildungen und 87 Tabellen. 1921. Preis M. 120,—; gebunden M. 130,—.

Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihre Anwendung auf den Tiefbau nebst einer Tafel der Kreis- und Hyperbelfunktionen. Von Dr.-Ing. **K. Hayashi**, Professor an der Kaiserlichen Kyushu-Universität Fukuoka-Hakosaki (Japan). Mit 150 Textfiguren. 1921. Preis M. 40,—; gebunden M. 50,—.

Die Berechnung statisch unbestimmter Tragwerke nach der Methode des Viermomentensatzes. Von Ing. **Fr. Bleich** (Wien). Mit 108 Textfiguren. 1918. Preis M. 12,—.

Bau und Berechnung gewölbter Brücken und ihrer Lehrgerüste. Drei Beispiele von der badischen Murgtalbahn. Von Bauinspektor Dr.-Ing. **Ernst Gaber**. Mit 56 Textabbildungen. 1914. Preis M. 6,—; gebunden M. 7,—.

Berechnung von Rahmenkonstruktionen und statisch unbestimmten Systemen des Eisen- und Eisenbetonbaues. Von Ing. **P. Ernst Glaser** (Ilmenau i. Thür.). Mit 112 Textabbildungen. 1919. Preis M. 9,—.

Mehrteilige Rahmen. Verfahren zur einfachen Berechnung von mehrstieligen, mehrstöckigen und mehrteiligen geschlossenen Rahmen (Rahmenbalkenträgern). Von Ing. **Gustav Spiegel**. Mit 107 Textabbildungen. 1920. Preis M. 18,—.

Theorie und Berechnung der statisch unbestimmten Tragwerke. Elementares Lehrbuch. Von **H. Buchholz**. Mit 303 Textabbildungen. 1921. Preis M. 62,—; gebunden M. 68,—.

Kompodium der Statik der Baukonstruktionen. Von Dr.-Ing. **I. Pirllet** (Aachen). In zwei Bänden. Zuerst erschien: Zweiter Band: **Die statisch unbestimmten Systeme.** I. Teil: **Die allgemeinen Grundlagen zur Berechnung statisch unbestimmter Systeme.** **Die Untersuchung elastischer Formänderungen.** **Die Elastizitätsgleichungen und deren Auflösung.** Mit 136 Textfiguren. 1921. Preis M. 40,—; gebunden M. 46,—.

Praktische Winke zum Studium der Statik und zur Anwendung ihrer Gesetze. Ein Handbuch für Studierende und praktisch tätige Ingenieure. Von **Robert Otzen**, Geh. Regierungsrat und Professor an der Technischen Hochschule zu Hannover. Dritte Auflage. Mit 125 Textfiguren. (C.W. Kreidel's Verlag in Berlin W 9). 1921. Preis M. 20,—; gebunden M. 24,—.

Zu den angegebenen Preisen der angezeigten älteren Bücher treten Verlagsteuerungszuschläge, über die die Buchhandlungen und der Verlag gern Auskunft erteilen.

Elastizität und Festigkeit. Von Professor Dr.-Ing. **C. Bach** (Stuttgart). Die für die Technik wichtigsten Sätze und deren erfahrungsmäßige Grundlage. Unter Mitwirkung von Professor **R. Baumann** (Stuttgart). Achte, vermehrte Auflage. Mit in den Text gedruckten Abbildungen, 2 Buchdrucktafeln und 25 Tafeln im Lichtdruck. 1920. Gebunden Preis M. 88,—.

Festigkeitseigenschaften und Gefügebilder der Konstruktionsmaterialien. Von Professor Dr.-Ing. **C. Bach** (Stuttgart) und Professor **R. Baumann** (Stuttgart). Zweite, stark vermehrte Auflage. Mit 936 Figuren. 1921. Gebunden Preis M. 80,—

Taschenbuch für Bauingenieure. Unter Mitarbeit zahlreicher Fachlehrer herausgegeben von Geh. Hofrat Prof. Dr.-Ing. E. h. **M. Foerster** (Dresden). Dritte, verbesserte und erweiterte Auflage. Mit 3070 Textfiguren. In zwei Teilen. 1920. In einem Band gebunden Preis M. 64,—. In zwei Bänden gebunden Preis M. 70,—.

Repetitorium für den Hochbau. Für den Gebrauch an Technischen Hochschulen und in der Praxis. Von Geheimem Hofrat Professor Dr.-Ing. E. h. **Max Foerster** (Dresden).
Erstes Heft. **Graphostatik und Festigkeitslehre.** Mit 146 Textfiguren. 1919. Preis M. 12,—.
Zweites Heft. **Abriß der Statik der Hochbaukonstruktionen.** Mit 157 Textfiguren. 1920. Preis M. 12,—.
Drittes Heft. **Grundzüge der Eisenkonstruktionen des Hochbaues.** Mit 283 Textfiguren. 1920. Preis M. 20,—.

Die Grundzüge des Eisenbetonbaues. Von Dr.-Ing. E. h. **M. Foerster**, Geheimer Hofrat, ord. Professor an der Technischen Hochschule Dresden. Zweite, verbesserte und vermehrte Auflage. Mit 170 Textabbildungen. 1921. Gebunden Preis M. 38,—.

Ausgeführte Eisenbetonkonstruktionen. Neunundzwanzig Beispiele aus der Praxis. Von Dipl.-Ing. **O. Hausen** (Hanau). Mit 125 Textfiguren. 1919. Preis M. 8,—; gebunden M. 9,60.

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. 1916. Gebunden Preis M. 18,—.
Zweiter Band: Anwendung des Eisenbetons. Erscheint Ende 1921.

Tabellen zur Berechnung von einfach und doppelt armierten Balken und Platten aus Eisenbeton, mit Hilfstafel für Plattenbalken. Aufgestellt von Ing. **Ernst Geyer**. Mit 4 Textfiguren. 1921. Preis M. 6,—.

Eisen im Hochbau. Ein Taschenbuch mit Zeichnungen, Zusammenstellungen und Angaben über die Verwendung von Eisen im Hochbau. Herausgegeben vom **Stahlwerks-Verband A.-G., Düsseldorf**. Fünfte, völlig neubearbeitete und erweiterte Auflage. Mit zahlreichen Textfiguren und 7 Tafeln. 1920. Gebunden Preis M. 16,—.

Der Bauingenieur. Zeitschrift für das gesamte Bauwesen. Organ des Deutschen Eisenbau-Verbandes und des Deutschen Beton-Vereins. Herausgegeben von Professor Dr.-Ing. E. h. **M. Foerster** in Dresden, Professor Dr.-Ing. **W. Gehler** in Dresden, Professor Dr.-Ing. **E. Probst** in Karlsruhe, Dr.-Ing. **H. Fischmann** in Berlin und Dr.-Ing. **W. Petry** in Oberkassel. Erscheint zweimal monatlich. Vierteljährlich Preis M. 14,—.

Zu den angegebenen Preisen der angezeigten älteren Bücher treten Verlagsteuerzuschläge, über die die Buchhandlungen und der Verlag gern Auskunft erteilen.